

The cover features a large, stylized 'INSA' logo in the background, with the 'R' being particularly prominent. In the foreground, the 'ueb' logo is centered. The background is a solid blue color with a series of white, concentric, curved lines that create a sense of motion or a globe. A yellow circle is positioned at the top left, resembling a sun or a light source. The word 'Thèse' is written in a white, serif font in the top right corner.

Thèse



**THESE INSA Rennes**  
sous le sceau de l'Université européenne de Bretagne  
pour obtenir le titre de  
**DOCTEUR DE L'INSA DE RENNES**  
Spécialité : Génie Civil

présentée par  
**Davood Niknezhad**  
**ECOLE DOCTORALE : SDLM**  
**LABORATOIRE : LGCGM**

Contribution à l'étude du  
comportement mécanique,  
du retrait et des propriétés  
de transport des bétons  
autoplaçants avec additions  
minérales : approche  
expérimentale et numérique

**Thèse soutenue le 11.12.2015**  
devant le jury composé de :

**Thierry Chaussadent**

Directeur de recherche, IFSTTAR / Président du jury

**Farid Benboudjema**

Professeur, Ecole Normale Supérieure de Cachan / Rapporteur

**Ahmed Loukili**

Professeur, Ecole Centrale de Nantes / Rapporteur

**Fabrice Bernard**

Maître de conférences HDR, INSA de Rennes / Co-encadrant

**Balaji Raghavan**

Maître de conférences, INSA de Rennes / Co-encadrant

**Siham Kamali-Bernard**

Maître de conférences HDR, INSA de Rennes / Directrice de thèse

Contribution à l'étude du comportement  
mécanique, du retrait et des propriétés de  
transport des bétons  
autoplaçants avec additions minérales :  
approche expérimentale et numérique

Davood Niknezhad





# Table des matières

Liste des figures .....	9
Liste des tableaux .....	15
Remerciement .....	16
Résumé long .....	17
Introduction générale .....	19

## Chapitre 1

### Synthèse Bibliographique

#### Partie I "Généralités sur les BAP"

1	Introduction.....	23
2	Principaux constituants des BAP .....	23
2.1	Les granulats.....	24
2.2	Le ciment .....	24
2.3	Les additions minérales .....	26
2.3.1	Le métakaolin .....	27
2.3.2	Les cendres volantes .....	28
2.3.3	Le laitier de haut fourneau.....	29
2.3.4	Le sédiment de dragage .....	30
2.4	Les adjuvants .....	32
3	Principales approches de formulation des BAP .....	32

3.1	Approche basée sur l'optimisation des mortiers .....	33
3.2	Approche basée sur l'optimisation du volume de pâte .....	33
3.3	Approche basée sur l'optimisation du squelette granulaire .....	33
3.4	Méthode basée sur un plan d'expérience.....	34
3.5	Approche basée sur l'utilisation du mortier du béton équivalent MBE.....	34
3.6	Quelques formulations types de BAP.....	34

## ***Partie II. Variation volumique accompagnant l'hydratation (Retrait et expansion)***

---

1	Retrait.....	37
2	Retrait et fissuration du béton autoplaçant au jeune âge .....	38
2.1	Retrait plastique .....	39
2.2	Notion de capacité de déformation en traction.....	41
2.3	Lien entre retrait plastique et fissuration .....	43
2.4	Paramètres affectant le retrait plastique et la fissuration.....	43
2.4.1	Le tassement .....	43
2.4.2	Le volume de ressuage .....	44
2.4.3	Le taux d'évaporation.....	45
2.5	Principaux types d'essai de fissuration du retrait au jeune âge.....	47
2.6	Techniques de mesures du retrait plastique.....	49
3	Retrait endogène.....	51
3.1	Retrait chimique .....	51
3.2	Retrait d'autodessiccation.....	53
3.3	Gonflement .....	54
4	Retrait de dessiccation .....	55
5	Retrait de carbonatation .....	56
6	Retrait thermique .....	56
7	Principaux modèles prédictifs des déformations dues au retrait .....	57
7.1	Le modèle de l'ACI - 209.....	57
7.2	Le modèle B3.....	58
7.3	Le modèle de l'Eurocode 2 .....	60
7.4	Le modèle JSCE 2002 .....	61
7.5	Synthèse des modèles et critiques .....	62

7.6	Les modèles de calcul du retrait relatifs aux BAP .....	63
-----	---	----

### ***Partie III. Durabilité et propriétés de transfert***

---

1	Introduction.....	66
2	Caractéristiques des milieux poreux et grandeurs associées.....	66
2.1	Définition .....	66
2.2	Caractérisation d'un milieu poreux .....	67
2.2.1	La porosité .....	67
2.2.2	La teneur en eau.....	68
2.2.3	La tortuosité et la connectivité .....	68
3	Diffusion .....	68
3.1	Description phénoménologique de la pénétration des chlorures .....	69
3.2	Détermination du coefficient de diffusion sous champ électrique.....	69
3.3	Ions chlore dans les matériaux cimentaires .....	69
3.3.1	Chlorures libres.....	69
3.3.2	Chlorures liés .....	69
4	Perméabilité .....	70
5	Couplages endommagement - propriétés de transfert .....	72
5.1	Origines de la fissuration .....	72
5.2	Couplage fissuration-perméabilité et fissuration-diffusion des chlorures.....	73
6	Carbonatation.....	75
6.1	Carbonatation des phases du ciment hydraté .....	75
6.2	Cinétique de carbonatation.....	76
7	Etudes des effets des additions minérales sur la durabilité des BAP .....	77
	<b>Conclusion .....</b>	<b>81</b>

## ***Chapitre 2***

### ***Méthodologie, matériaux et les techniques expérimentales***

---

1	Introduction.....	93
2	Méthodologie .....	93

3	Matériaux et formulations utilisés .....	93
3.1	Granulats et sable.....	93
3.2	Ciments.....	94
3.3	Additions minérales.....	94
3.4	Adjuvant .....	96
4	Formulation des pâtes de liant et des BAP .....	97
4.1	Formulations des BAP.....	97
4.2	Formulations des pâtes de liant .....	99
5	Essais de caractérisation des BAP à l'état frais :.....	99
5.1	Essai d'Etalement (Slump Flow) .....	99
5.2	Essai de la boîte en L (L-Box) : .....	100
5.3	Essai de stabilité au tamis .....	101
6	Essais de caractérisation physico-chimique et microstructurale .....	102
6.1	Essais de réactivité des liants .....	102
6.2	Temps de prise .....	102
6.3	Mesure de la pouzzolanité du métakaolin et du sédiment traité .....	102
6.4	Mesure thermique de la teneur en eau libre et liée .....	103
6.5	Analyses par DRX.....	103
6.6	Analyses par MEB-EDS.....	104
6.7	Essai de porosité accessible à l'eau .....	104
6.8	Essai d'absorption capillaire .....	105
7	Essais de durabilité .....	106
7.1	Essai de migration des chlorures en régime permanent sur les BAP non endommagés....	106
7.2	Mesure de la capacité de fixation des chlorures par la matrice cimentaire .....	108
7.3	Essai de perméabilité au gaz des BAP .....	109
7.4	Couplage endommagement et propriétés de transports .....	112
7.5	Essai de carbonatation naturelle et accélérée .....	114
8	Essai de caractérisation mécanique .....	116
8.1	Mesure de la résistance à la compression et à la traction.....	116
8.2	Mesure du module élastique .....	117
8.3	Essai de retrait empêché et fissuration.....	118
8.4	Essai pour la mesure des variations dimensionnelles de l'état frais à l'état durci .....	120
8.4.1	Essai de retrait plastique .....	120
8.4.2	Essai de retrait libre total et endogène.....	124

<b>Conclusion .....</b>	<b>125</b>
-------------------------	------------

## Chapitre 3

### *Hydratation et analyse physico-chimique et microstructurale*

1	Introduction.....	127
2	Caractérisation à l'état frais des BAP (tests de maniabilité) .....	127
3	Caractérisation du métakaolin et des sédiments de Lyvet .....	127
3.1	Métakaolin.....	127
3.2	Le sédiment de Lyvet.....	128
4	Influence du type de liant sur la prise .....	129
5	Caractérisation de la réactivité des liants .....	130
5.1	Pouzzolanité du métakaolin et du sédiment .....	130
5.2	MEB .....	131
5.3	DRX .....	136
6	Influence du type du liant sur la microstructure.....	137
6.1	Evolution de la teneur en eau liée.....	137
6.2	Effet sur la porosité accessible à l'eau .....	137
6.3	Effet des additions sur l'absorption capillaire .....	138
	<b>Conclusion .....</b>	<b>140</b>

## Chapitre 4

### *Comportement mécanique et les variations dimensionnelles avec la fissuration*

1	Influence du type de liant sur les propriétés mécaniques .....	142
1.1	Indice d'activité du métakaolin et du sédiment.....	142
1.2	Influence sur la résistance à la compression (Rc).....	143
1.3	Influence sur la résistance à la traction (Rt).....	144

1.4	Corrélation entre $R_c$ - $R_t$ .....	145
1.5	Influence sur le module élastique (E) .....	146
1.6	Influence du type de liant sur le retrait libre .....	147
1.6.1	Retrait au très jeune âge-retrait plastique.....	147
1.6.2	Retrait libre total et endogène à plus long terme.....	152
1.6.3	Comparaison données expérimentales-modèles de la littérature.....	156
1.7	Influence du type de liant sur la fissuration au jeune âge .....	157
1.7.1	Calcul de la contrainte résiduelle dans les anneaux en béton et acier .....	157
1.7.2	Résultats des essais de retrait empêché .....	162
1.7.3	Critique de la méthode.....	1627
1.7.4	Initiation et propagation des fissures dans les anneaux en béton.....	167
<b>Conclusion</b> .....		170

## Chapitre 5

### *Durabilité : les propriétés de transport et la carbonatation*

1	Influence du type de liant sur le coefficient de migration des chlorures.....	172
2	Influence du type de liant sur la perméabilité au gaz .....	175
3	Relation entre le coefficient de perméabilité au gaz et le coefficient de diffusion des chlorures 176	
4	Tortuosité, diffusion et perméabilité .....	177
5	Influence de l'endommagement mécanique sur l'évolution du coefficient de migration et sur la perméabilité au gaz .....	178
5.1	Augmentation de la perméabilité au gaz en fonction de la déformation résiduelle .....	178
5.2	Relation entre augmentation de la perméabilité au gaz et valeur de l'endommagement. 179	
5.3	Effet de l'endommagement sur le coefficient de migration des chlorures .....	181
5.4	Augmentation du coefficient de diffusion en fonction de la déformation .....	182
5.5	Relation entre augmentation du coefficient de diffusion et la valeur de l'endommagement 183	
5.6	Relation entre l'augmentation de la perméabilité au gaz et le coefficient de diffusion.....	183
6	Influence du type de liant sur la carbonatation accélérée.....	184
7	Influence du type de liant sur la carbonatation naturelle.....	187



Conclusion .....	189
------------------	-----

## Chapitre 6

### *Modélisation mésoscopique appliquée au béton auto-plaçant*

1	Introduction.....	191
2	Matériau et méthodologie expérimentale.....	193
3	Modèle morphologique du béton au niveau méso-échelle .....	194
4	Modèles constitutifs.....	199
4.1	Phase I: mortier .....	199
4.2	Phase II: Granulats.....	202
4.3	Phase III: zone de transition interfaciale .....	202
5	Résultats et discussions.....	203
5.1	Comportement mécanique .....	203
5.1.1	Effet de la ségrégation des granulats .....	203
5.1.2	Effet de la forme des granulats .....	205
5.1.3	Effet de la fraction volumique des granulats .....	206
5.2	Propriétés de transport: la perméabilité.....	208
5.2.1	Effet de la forme des granulats et de leur perméabilité .....	209
5.2.2	Indépendance au maillage .....	209
5.3	Remarques générales.....	210
6	Motivation pour étudier le couplage endommagement-transport .....	210
6.1	Modèle de comportement mécanique .....	212
6.2	Courbe contrainte-déformation. Evolution de l'endommagement.....	212
6.3	Comportement hydrique (transport) .....	213
6.4	Couplage mécanique – hydrique.....	214
7	Résultats et discussions.....	216
7.1	Comportement mécanique du composite .....	216
7.2	Identification des paramètres de la « matching law » à l'aide des résultats expérimentaux 220	
7.3	Evolution de la perméabilité en fonction de la déformation .....	222

7.4 Proposition d'un faisceau donnant l'évolution de la perméabilité pour n'importe quelle fraction granulaire d'un béton.....	225
7.5 Remarques générales.....	226
<b>Conclusion .....</b>	<b>227</b>
 <b>Conclusion générale et perspectives .....</b>	 <b>228</b>
Annexe A : Les Méthodes de formulation des BAP .....	235
Méthode japonaise .....	235
Méthode suédoise (CBI) .....	235
Méthode de Jean-Marie Geoffray .....	236
Méthode de l'INSA de Lyon.....	236
Annexe B : Rhéologie.....	238
Modèles rhéologiques appliqués aux mortiers et aux bétons .....	238
Annexe C : Modèles de retraits .....	240
Annexe D : Quelques tests de retrait empêché à l'anneau utilisés dans la littérature.....	244
Annexe E : La solution de Mori-Tanaka .....	245
Annexe F : Production scientifique.....	245

## Liste des figures

Figure 1-1: Constituants des bétons ordinaires et des BAP.....	24
Figure 1-2: les différents types de ciment selon la normalisation européenne NF EN 197-1.....	26
Figure 1-3: Photographie au MEB de kaolinite (a), Photographie au MEB de métakaolin (b).....	28
Figure 1-4: Micrographies au MEB de cendres volantes.....	29
Figure 1-5: Image MEB avec analyses chimiques d'une pâte de ciment contenant des laitiers de haut fourneau âgée de 50 ans montrant des grains partiellement hydratés.....	30
Figure 1-6: Micrographies au MEB du sédiment du piège de Lyvet sur la Rance après traitement thermique.....	32
Figure 1-7: Notion d'excès de pâte : La pâte remplit la porosité (1) et écarte les granulats (2).....	33
Figure 1-8: Les différentes phases de retrait au jeune âge: phase liquide, phase de transition (prise) et phase rigide.....	38
Figure 1-9: Définition du retrait plastique.....	39
Figure 1-10: Schéma de développement de ménisque capillaire entre les particules solides. (a) Les eaux de surface commencent à s'évaporer. (b) ménisque de l'eau entre les particules solides près de la surface du béton dû à l'évaporation de l'eau.....	40
Figure 1-11: Représentation schématique d'un ménisque au cours du séchage.....	40
Figure 1-12: Schématisation de la fissuration à l'état frais, en termes de retrait et capacité de déformation.....	42
Figure 1-13: Diminution de la capacité de traction au cours des premières heures (âges).....	42
Figure 1-14: Fissure de retrait plastique dans un sol en béton.....	43
Figure 1-15: (a) Etat initial et (b) consolidation du béton.....	44
Figure 1-16: Dispositif de Powers.....	44
Figure 1-17: Exemple de ressuage du béton.....	45
Figure 1-18: graphique pour l'estimation de la vitesse d'évaporation de l'eau à partir d'une surface de béton. Les flèches montrent un exemple pour une journée où la température de l'air ambiant est de 80°F (27°C), l'humidité relative est de 50%, la température du béton est de 87°F (31°C), et la vitesse du vent est 12 mph (19 km /h). Le taux d'évaporation résultant est d'environ 1,2 kg/m <sup>2</sup> /h (Figure courtoisie de Portland Cement Association).....	46
Figure 1-19: Essai de l'anneau de retrait empêché utilisé par Groth (2000).....	47
Figure 1-20: Vue en coupe et image du dispositif expérimental de fissuration.....	48
Figure 1-21: Poutre de retrait empêché.....	48
Figure 1-22: Vue de côté de l'éprouvette de retrait utilisé par Banthia et al.....	49
Figure 1-23: Vue de côté de l'éprouvette de retrait utilisé par Naaman et al.....	49
Figure 1-24: Banc de mesure du retrait endogène.....	50
Figure 1-25: Schématisation de la mesure linéique du retrait plastique.....	51
Figure 1-26: Interaction le retrait chimique et endogène dans le sens horizontal.....	52
Figure 1-27: Retrait chimie des principales phases du clinker.....	53
Figure 1-28: Profil des contraintes d'une éprouvette soumise au retrait de dessiccation.....	55
Figure 1-29: Evolution de la déformation du retrait de dessiccation avec la perte en poids pour différents types de béton.....	56
Figure 1-30: Représentation schématique d'un solide poreux.....	67
Figure 1-31: Matériau poreux, imperméable (a); Matériau poreux, perméable (b). .....	67
Figure 1-32: Loi de Darcy sur un élément de volume.....	71

Figure 1-33: Evolution de la perméabilité à l'eau en fonction de la déformation de traction .....	73
Figure 1-34: Evolution du courant traversant l'échantillon dans l'essai de résistivité en fonction de la déformation.....	74
Figure 1-35: Coupe théorique d'un mur en béton. ....	76
Figure 2-1: Procédure d'échauffement.....	95
Figure 2-2: Distribution granulométrique des ciments et des additions utilisés .....	96
Figure 2-3: Organigramme des séquences de malaxage des BAP .....	98
Figure 2-4: Essai d'étalement au cône (slump flow).....	100
Figure 2-5: Schéma de la boîte en L (toutes les dimensions en mm).....	101
Figure 2-6: Essai de stabilité au tamis .....	101
Figure 2-7: photographie illustrant l'essai Chappelle utilisé .....	102
Figure 2-8: chargement-déchargement en température pour la mesure des pertes en masse.....	103
Figure 2-9: Schéma de l'essai de porosité à l'eau.....	104
Figure 2-10: Dispositif expérimental pour l'essai d'absorption d'eau par capillarité.....	106
Figure 2-11: Photo et schéma des cellules de migration utilisées.....	107
Figure 2-12: Schéma du dispositif de titrage potentiométrique.....	109
Figure 2-13: Préparation de l'échantillon à tester avec le perméamètre au gaz. ....	110
Figure 2-14: Dispositif expérimental utilisé pour la mesure de la perméabilité au gaz. ....	110
Figure 2-15: Exemple et interprétation d'un graphe $K_a = f(1/P_m)$ .....	111
Figure 2-16: Schéma situant les phases " pré-pic " et " post-pic " d'après une courbe contrainte – déformation du béton en compression uniaxiale .....	112
Figure 2-17: Exemple de courbe effort – déplacement obtenue pour une éprouvette de BAP en compression uniaxiale destinée à l'étude des couplages fissuration-diffusion.....	113
Figure 2-18: Extraction d'un disque d'une éprouvette sollicitée préalablement en compression uniaxiale. ....	114
Figure 2-19: Position des faces exposées à la carbonatation et des faces protégées par un film d'aluminium.....	115
Figure 2-20: Positionnement des éprouvettes dans la cellule de carbonatation accéléré. ....	115
Figure 2-21: Direction de fendage ou de trait de scie sans eau de l'échantillon cubique et photo de la surface de l'éprouvette après pulvérisation de la phénolphthaléine. ....	116
Figure 2-22: Photographies d'un essai de compression simple et d'un essai de traction par fendage. ....	117
Figure 2-23: Photographie d'un essai mécanique pour la mesure du module d'Young. ....	117
Figure 2-24: Géométrie de l'anneau en acier et en béton utilisés dans cette étude.....	118
Figure 2-25: Les installations des jauges de déformation sur les anneaux en acier.....	119
Figure 2-26: Les installations des jauges de déformation et le capteur de fissure sur les anneaux en béton. ....	119
Figure 2-27: Schéma du dispositif de mesure de retrait plastique .....	120
Figure 2-28: Schéma du dispositif de mesure de retrait plastique .....	121
Figure 2-29: Schéma du dispositif de la mesure en continue de la perte de masse. ....	122
Figure 2-30: Évolution du retrait plastique, du tassement et du taux d'évaporation au cours du temps, PI (prise initiale).....	123
Figure 2-31: Photographies des essais de mesure du retrait total et endogène libre.....	124
Figure 3-1: Images MEB et analyses EDS du métakolin étudié .....	128
Figure 3-2: Images MEB et analyses EDS du sédiment calciné utilisé dans notre étude .....	129

Figure 3-3: Les temps de prise des 5 mortiers autoplaçants étudiés.....	130
Figure 3-4: Activité pouzzolanique du métakaolin et du sédiment mesurée par l'essai Chapelle.....	130
Figure 3-5: Images MEB et mico-analyses de la pâte de liant à base de sédiment traité à l'âge de 28 jours. ....	132
Figure 3-6: Images MEB et mico-analyses de la pâte de liant à base de métakaolin à l'âge de 28 jours. ....	134
Figure 3-7: Images MEB et mirco-analyses de la pâte de liant à base de CEM III à l'âge de 28 jours.	135
Figure 3-8: Images MEB de la pâte de liant à base de CEM V à l'âge de 28 jours. ....	135
Figure 3-9: Images MEB de la pâte de liant de référence à l'âge de 28 jours. ....	136
Figure 3-10: Spectres DRX correspondant aux différentes pâtes de liant à l'âge de 28 jours ainsi que le spectre de la pâte contenant du métakaolin à 90 jours. ....	137
Figure 3-11: Absorption capillaire des différents BAP d'étude, essai réalisé après 28, 90 et 360 jours de conservation dans l'eau.....	139
Figure 4-1: Indice d'activité du sédiment et du métakaolin dans le ciment portland .....	142
Figure 4-2: Evolution de la résistance à la compression des différents BAP au cours du temps. ....	144
Figure 4-3: Evolution des résistances à la traction au cours du temps et en fonction de la nature du liant.....	145
Figure 4-4: Corrélation entre la résistance à la traction et la résistance à la compression des BAP étudiés. ....	146
Figure 4-5: Mesure du module élastique statique des différents BAP étudiés .....	147
Figure 4-6: Mesure de retrait plastique des différents BAP en conditions de dessiccation et en conditions endogène. ....	148
Figure 4-7: Mesure de taux d'évaporation des BAP. ....	150
Figure 4-8: Mesure du tassement des BAP en fonctions du temps. ....	150
Figure 4-9: L'élévation de température au cours du temps pour les quatre BAP étudiés. ....	151
Figure 4-10: Mesure de retrait libre total des BAP. ....	153
Figure 4-11: Mesure de retrait libre endogène en fonction du temps pour les 5 BAP. ....	154
Figure 4-12: Mesure de retrait de dessiccation en fonction de la perte de masse pour les 5 BAP étudiés. ....	155
Figure 4-13: Mesure de perte de masse en fonction du temps pour les 5 BAP. ....	156
Figure 4-14: Comparaison des retraits totaux expérimentaux et calculés (à différentes échéances).	157
Figure 4-15: Géométrie de l'échantillon de l'anneau. ....	158
Figure 4-16: Anneau d'acier sous pression de surface. ....	158
Figure 4-17: Décomposition de l'anneau composite acier-béton. ....	159
Figure 4-18: Procédures de correction de fluage sur la déformation due au retrait efficace. ....	162
Figure 4-19: Suivi de la mesure de la déformation des BAP par des jauges.....	164
Figure 4-20: Mesure de la perte de masse des BAP jusqu'à 40 jours. ....	164
Figure 4-21: résultats des mesures de la déformation de l'acier par les jauges. ....	165
Figure 4-22: Mesure des contraintes de traction dans l'anneau en béton dues au retrait empêché (avec prise en compte de l'effet de la relaxation). ....	166
Figure 4-23: Mesure des contraintes sur les anneaux en aciers.....	166
Figure 4-24: Mesure des largeurs des fissures par le capteur de fissure pour les BAP.....	168
Figure 5-1: Représentation schématique des conditions non-permanente et permanente de la migration des ions chlorure.....	172

Figure 5-2: Evolution de la concentration des chlorures dans le compartiment aval des cellules de diffusion lors des essais de migration appliqués aux BAP d'étude .....	173
Figure 5-3: Mesure de la quantité des chlorures liés, libre et totaux en fonction des différents BAP. ....	174
Figure 5-4: Evolution du coefficient de diffusion en fonction de la teneur en chlorures fixés .....	175
Figure 5-5: Perméabilité apparente et intrinsèque à l'hélium des BAP étudiés, après 360 jours de conservation dans l'eau.....	176
Figure 5-6: Perméabilité au gaz en fonction du coefficient de diffusion des ions chlore .....	177
Figure 5-7: Déformation maximale en fonction de déformation résiduelle des BAP. ....	178
Figure 5-8: Relation entre la perméabilité et la déformation résiduelle .....	179
Figure 5-9: Relation entre la valeur des endommagements obtenus par la méthode statique et la méthode dynamique.....	180
Figure 5-10: Relation entre la perméabilité et la valeur de l'endommagement mécanique.....	180
Figure 5-11: Evolution de la concentration des chlorures dans le compartiment aval des cellules de diffusion pour les BAP endommagés .....	181
Figure 5-12: Relation entre le coefficient de diffusion et le temps de passage pour les BAP à l'état endommagé et non-endommagé.....	182
Figure 5-13: Relation entre la diffusivité relative et la déformation résiduelle.....	182
Figure 5-14: Relation entre la diffusivité relative et la variable d'endommagement. ....	183
Figure 5-15: La relation entre la perméabilité au gaz relatif et la diffusivité relative.....	184
Figure 5-16: Evolution de la profondeur carbonatée en fonction du temps (carbonatation accélérée). .....	185
Figure 5-17: Fronts de carbonatation visualisés par pulvérisation de la phénolphthaléine pour les cinq BAP après 14 et 28 jours de carbonatation accélérée.....	186
Figure 5-18: Evolution de la masse des BAP soumis à la carbonatation accélérée .....	187
Figure 5-19: Carbonatation naturelle après 20 mois des 5 BAP étudiés. ....	187
Figure 5-20: Profondeur de carbonatation naturelle des bétons d'études, après 20 mois à l'air libre de laboratoire.....	188
Figure 6-1: Montage expérimental pour (a) le test de compression uniaxiale sur spécimen de mortier 40×40×40 mm pour obtenir le comportement mécanique et (b) la mesure de la perméabilité aux gaz sur des échantillons de mortier .....	194
Figure 6-2: Deux échantillons de BAP de dimensions 70 × 70 × 280 mm avec et sans ségrégation ...	195
Figure 6-3: (a) modèle de composite deux phases et (b) modèle de composite trois phases .....	195
Figure 6-4: Mésostructures avec des granulats sphériques distribués aléatoirement dans une éprouvette en béton de dimensions 70×70×70 mm (a) sans et (b) avec 25% de ségrégation et (c) maillage EF tétraédrique pour les granulats sphériques dans l'échantillon de dimensions 70×70×70 mm après ségrégation.....	196
Figure 6-5: Illustration de l'algorithme de génération de grains sphériques en utilisant les level sets en 2D .....	197
Figure 6-6: Illustration de la mosaïque de Voronoï explosée en 2D .....	198
Figure 6-7: (a) mésostructures avec des granulats polytopiques distribués aléatoirement dans l'échantillon de dimensions 70×70×70mm (2 différentes fractions volumiques et les distributions granulométriques) et (b) les distributions granulométriques pour la même fraction volumique granulaire (pour différents nombres de polytopes) par rapport à celle obtenue avec les sphères et la distribution cible.....	198



Figure 6-8: Maillage avec des éléments finis tétraédriques pour l'échantillon de béton avec des granulats polytopiques générés par une mosaïque de Voronoï éclatée .....	199
Figure 6-9: Comportement constitutif du mortier sous une charge de traction uniaxiale(a) et sous une charge compression uniaxiale (b). .....	200
Figure 6-10: Cylindres reliant les centres des éléments par une triangulation de Delaunay. ....	201
Figure 6-11: Angles d'orientation $\vartheta$ et $\varphi$ pour le vèmecylindre .....	202
Figure 6-12: Effet de la ségrégation des granulats sur le comportement en compression lors d'un essai virtuel de compression uniaxiale sur un échantillon de dimensions $70 \times 70 \times 70$ mm avec une fraction volumique totale de 27%. .....	203
Figure 6-13: Cartographie de la déformation principale maximale à l'intérieur de l'échantillon de béton de dimensions $70 \times 70 \times 70$ mm lors d'un essai de compression uniaxiale virtuel mené dans la direction de la ségrégation .....	205
Figure 6-14: Cartographie de la déformation principale maximale à l'intérieur de l'échantillon de béton de dimensions $70 \times 70 \times 70$ mm lors d'un essai de compression uniaxiale virtuel mené dans la direction perpendiculaire à la ségrégation.....	205
Figure 6-15: Effet de la forme des granulats sur le comportement du béton pendant un essai de compression uniaxiale virtuel mené sur un échantillon de béton de dimensions $70 \times 70 \times 70$ mm avec des granulats sphérique et polytopiques et avec une fraction volumique de 27% .....	206
Figure 6-16: Effet de la fraction volumique granulaire sur la résistance à la compression pendant un test de compression uniaxiale virtuel sur un échantillon de béton de dimensions $70 \times 70 \times 70$ mm en utilisant des granulats polytopiques. ....	207
Figure 6-17: Effet de la fraction volumique des granulats sur le module de Young et sur la résistance à la compression ultime en supposant des granulats polytopiques.....	207
Figure 6-18: Effet de la forme des granulats et de la fraction volumique granulaire sur la perméabilité d'un échantillon de béton de dimensions $70 \times 70 \times 70$ mm (b) Effet de la perméabilité des granulats pour différentes fractions volumiques granulaires. ....	209
Figure 6-19: Convergence de la perméabilité calculée avec différentes tailles de maille pour un échantillon de béton de dimensions $70 \times 70 \times 70$ mm avec une fraction volumique de 28,5%. ....	209
Figure 6-20: Typique maillage d'élément finis avec des éléments tétraédriques pour les spécimens virtuels avec des granulats sphériques.....	211
Figure 6-21: Évolution de l'endommagement avec la souche à 70% comme seuil de dommage .....	213
Figure 6-22: Loi logarithmique « matching law » entre la relation empirique de Picandet (pré-pic) et la relation basée sur la fissuration effective (post-pic) de Poiseuille pour la phase mortier.....	216
Figure 6-23: Effet des conditions aux limites sur la face inférieure de l'échantillon virtuel sur la courbe de compression lors d'un test de compression uniaxiale sur une éprouvette cylindrique de béton $\phi 110 \times h 50$ avec une fraction volumique de 28%. ....	217
Figure 6-24: Endommagement en conditions d'encastrement de l'éprouvette, obtenu expérimentalement .....	217
Figure 6-25: Comparaison de deux différentes conditions aux limites sur la face inférieure de l'échantillon virtuel lors de la compression uniaxiale contenant une fraction granulaire volumique de 28%. Répartition de l'endommagement à l'intérieur du spécimen .....	218
Figure 6-26: Courbes contrainte-déformation obtenues par la simulation de tests de compression sur des échantillons cylindriques $\phi 110 \times h 50$ mm contenant différentes fractions volumiques de granulats. ....	218

Figure 6-27: Effet de fraction volumique des granulats sur le module de Young et sur la résistance à la compression ultime d'une éprouvette cylindrique $\phi 110 \times h 50$ mm.....	219
Figure 6-28: Répartition des endommagements sur les surfaces externes à différents points de la courbe de compression uniaxiale simulée. ....	220
Figure 6-29: Effet de la distribution granulométrique sur le comportement à la compression uniaxiale sur les échantillons cylindrique de béton $\phi 110 \times 50$ à une fraction volumique de granulaire de 28%. 220	
Figure 6-30: Évolution des perméabilités dans les 3 directions, $K_{11}$ , $K_{22}$ , et $K_{33}$ , en fonction du rapport $\varepsilon/\varepsilon_{pic}$ .....	221
Figure 6-31: Identification des paramètres de la loi de Picandet en utilisant la perméabilité endommagée obtenue expérimentalement à 88% de l'UCS.....	222
Figure 6-32: Evolution de la perméabilité endommagée pour différentes fractions volumiques granulaires.....	223
Figure 6-33: Evolution de la perméabilité endommagée pour différentes distributions granulométriques à 28% de fraction volumique granulaire.....	223
Figure 6-34: Effet des conditions aux limites imposées sur la face inférieure sur l'évolution de la courbe de perméabilité.....	224
Figure 6-35: Effet de deux différentes formes de l'évolution de l'endommagement sur la perméabilité .....	224
Figure 6-36: Courbes minimale et maximale permettant de borner l'évolution de la perméabilité... 225	
Figure 6-37: Courbes minimale et maximale permettant de borner l'évolution de la perméabilité... 226	
Figure 6-38: Courbes minimale et maximale avec les courbes d'évolution de la perméabilité.....	226

## Liste des tableaux

Tableau 1-1: Classement granulométrique des sédiments .....	32
Tableau 1-2: Formulation d'un BAP type contenant des fines .....	35
Tableau 1-3: Formulation d'un BAP type contenant un agent viscosant .....	35
Tableau 1-4: Exemple de formulation japonaise .....	35
Tableau 1-5: Exemple de formulation canadienne.....	36
Tableau 1-6: Retrait chimique des différentes phases du clinker ( $\text{cm}^3/\text{g}$ ).....	52
Tableau 1-7: Valeurs nominales du retrait de dessiccation non gêné $\varepsilon_{cd0}$ (en ‰) pour le béton avec des ciments CEM de classe N.....	60
Tableau 1-8: Valeurs de $k_h$ .....	60
Tableau 1-9: Les valeurs de $a$ et $b$ en fonction de $w/c$ .....	62
Tableau 1-10: Synthèse des paramètres utilisés dans les modèles de prédiction de retrait .....	63
Tableau 1-11: Classement des modèles de retrait .....	63
Tableau 1-12: Les modèles de retrait pour le BAP .....	64
Tableau 2-1: Composition minéralogique du clinker des trois ciments industriels utilisés .....	94
Tableau 2-2: Composition chimique et propriétés physiques des ciments et des additions utilisés. ....	95
Tableau 2-3: Composition chimique du sédiment brut.....	96
Tableau 2-4: Désignations et formulations des différents BAP étudiés .....	97
Tableau 2-6: Les classifications de l'essai d'étalement par rapport au diamètre obtenu.....	100
Tableau 2-7: Les classifications de l'essai d'écoulement par rapport à la valeur $H_2/H_1$ et le nombre d'armatures .....	101
Tableau 3-1: Propriétés à l'état frais des cinq BAP étudiés. ....	127
Tableau 3-2: Teneur en eau libre et en eau liée mesurées sur des pâtes d'étude.....	137
Tableau 3-3: Porosité accessible à l'eau des différents BAP étudiés .....	138
Tableau 4-1: Valeurs des résistances à la compression des BAP.....	143
Tableau 4-2: Comparaison résistance à la traction-contrainte de traction au moment de la fissuration. ....	167
Tableau 4-3: largeur et âge de l'initiation des fissures .....	168
Tableau 5-1: Paramètres de diffusion des chlorures .....	174
Tableau 5-2: Les évolutions de la tortuosité en fonction de diffusion et la perméabilité au gaz. ....	178
Tableau 5-3: Valeurs de la perméabilité intrinsèque des BAP endommagés. ....	179
Tableau 6-1: Formulation du mortier étudié dans ce travail.....	193
Tableau 6-2: Distribution granulométrique des granulats dans l'échantillon de béton.....	195
Tableau 6-3: Formulation du mortier étudié dans ce travail.....	211
Tableau 6-4: Distribution granulométrique des agrégats dans l'éprouvette modélisée en béton.....	211
Tableau 6-5: Comparaison des UCS simulées pour l'échantillon avec une fraction granulaire volumique de 28% en utilisant les deux conditions aux limites.....	217
Tableau A-1: Formulation type selon l'approche de l'INSA de Lyon, pour un BAP de résistance en compression égale à 40MPa et incluant un agent viscosant. ....	236
Tableau A-2: Caractéristiques nécessaires à l'obtention d'un BAP de résistance en compression de 60MPa. ....	237
Tableau B-1: Modèles rhéologiques. ....	239
Tableau 2-2: Paramètres rhéologiques de la pâte de ciment, du mortier et du béton. ....	239
Tableau C-1: Variations des constantes $a$ et $b$ avec le rapport $e/c$ . ....	243

## REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé au laboratoire du Génie civil et Génie mécanique de l'INSA de Rennes et dirigé par Madame Siham Kamali-Bernard, que je remercie de m'avoir accueilli, suivi et aidé dans la réalisation de cette thèse. Ses nombreux conseils et sa disponibilité ont rendu tout ce travail possible. Je la remercie pour m'avoir poussé à « creuser » le plus possible mes résultats et pour l'ensemble des corrections apportées à ce manuscrit. Aussi, je tiens à remercier chaleureusement monsieur Fabrice Bernard et monsieur Balaji Raghavan pour leur encadrement, leur soutien et leur disponibilité dans tout le travail de modélisation numérique. Je remercie également le responsable du laboratoire LGCGM, le Professeur Christophe LANOS, de m'avoir bien accueilli pendant tous ces mois au sein de l'équipe MTRhéO.

J'adresse tout naturellement mes sincères remerciements :

...au professeur Ahmed Loukili et au professeur Farid Benboudjema pour avoir accepté la tâche lourde de rapporter ce travail, ainsi qu'au directeur de Recherche de l'IFSTTAR, monsieur Thierry Chaussadent pour avoir accepté d'examiner ce travail.

...à monsieur Franck Pairel de l'entreprise BHR pour les intéressantes discussions et pour l'aide matériel.

...à Christian Garand, ingénieur d'études, pour sa contribution dans le montage et la réalisation des essais mécaniques.

...à Jean Yves Brossault, ingénieur d'études, pour son aide et sa contribution dans les analyses physico-chimiques de ce travail.

...à tous les membres du laboratoire, permanents, techniciens, secrétaires et thésards en particulières Raphaël Léon, Jean Luc Métayer et Caroline Lenormand pour leur aide et leur soutien pendant les essais expérimentaux.

...à toute l'équipe du Centre Commun de Mécanique de l'INSA en particulier à Patrick Weber.

Enfin, merci à ma famille pour leur soutien assidu, leur aide et leur patience pendant toutes ces années de thèse.

## Résumé long

Comparés aux bétons ordinaires traditionnels, les bétons autoplaçants (BAP) ont la spécificité d'être extrêmement fluides ; ils ne nécessitent pas de vibration pour être mis en œuvre. Se compactant sous l'effet de leur propre poids, ils peuvent être coulés dans des zones très ferraillées ou dans des zones d'architecture complexe et difficilement accessibles. Les bétons autoplaçants (BAP), développés depuis une vingtaine d'années, sont encore à l'heure actuelle qualifiés de « nouveaux bétons » car leur utilisation reste modeste bien qu'ils possèdent un fort potentiel de développement. Ceci est principalement dû à leur coût plus élevé, leur sensibilité à la fois à la ségrégation et à la fissuration due à leur plus fort retrait ainsi qu'au manque de connaissances sur leur durabilité. Les BAP se distinguent des bétons ordinaires principalement par un dosage en éléments fins plus important, ce qui explique leur coût plus élevé. L'utilisation d'additions minérales, moins coûteuses que le ciment portland voire que le filler calcaire, se développe de plus en plus pour des raisons économiques mais également environnementales. Rappelons que la fabrication d'une tonne de ciment Portland entraîne l'émission d'une tonne équivalent  $\text{CO}_2$ .

La présente thèse s'inscrit dans ce contexte et a pour objectifs de contribuer à la formulation et à la caractérisation de BAP plus écologiques basés sur l'utilisation d'additions minérales en substitution du ciment portland. Quatre types d'additions sont traités: du métakaolin (MK), du laitier de haut fourneau, des cendres volantes et du sédiment calciné (SD). Cinq BAP ont été formulés à partir d'une même composition où seule la nature du liant change : CEM I, CEM I+15%MK, CEM I+8%SD, CEM III et CEM V. Alors qu'il existe quelques travaux dans la littérature sur l'utilisation dans les BAP des laitiers de haut fourneau et des cendres volantes, le métakaolin est encore peu étudié et les sédiments de dragage encore moins.

L'effet de la nature du liant sur l'évolution de la microstructure, sur la résistance à la compression et à la traction, sur le retrait plastique, le retrait empêché, le retrait libre est quantifié. La durabilité de ces formulations est étudiée à travers la mesure et l'analyse de deux indicateurs de durabilité, la diffusion des chlorures et la perméabilité au gaz ainsi qu'à travers la cinétique de carbonatation. Les résultats montrent l'effet indéniable des différentes additions étudiées sur l'amélioration des indicateurs de durabilité. L'étude du couplage entre l'endommagement mécanique et la perméabilité au gaz ainsi que la diffusion des chlorures a permis de trouver des corrélations entre ces différents paramètres. La substitution partielle du CEM I par 15% de métakaolin permet le développement de très bonnes performances globales alors que celle du CEM I avec 8% de sédiment traité présente des effets négatifs sur la partie mécanique mais améliore certaines propriétés de transports. Le BAP à base de CEM III et CEM V présente à la fois des effets positifs et des effets négatifs. Des analyses de la microstructure ont permis d'apporter quelques explications.

Dans un deuxième temps, un modèle numérique à l'échelle mésoscopique développé au laboratoire est utilisé pour une étude paramétrique appliquée aux BAP. Plusieurs paramètres ont été étudiés :

- L'effet d'une ségrégation modérée sur le comportement mécanique en compression et traction d'un BAP.
- L'effet de la forme (roulée modélisée par des sphères vs concassée modélisée par des polygones Voronoi) et de la fraction volumique des granulats sur le comportement en compression et traction ainsi que sur la perméabilité.

- L'effet de l'endommagement sur les propriétés de transports (perméabilité et diffusion).

Le modèle de béton numérique utilisé prend en compte deux phases : la matrice composée du mortier et des inclusions correspondant à des graviers de béton. L'étude du comportement mécanique a été réalisée sur des tests quasi-statiques de compression simple uniaxiale ainsi que de traction simple en 3D en pilotant le déplacement de l'outil, tout en supposant une loi de comportement élasto-plastique endommageable adoucissant pour la matrice (mortier), et un comportement élastique-fragile pour les inclusions (granulats). Des distributions aléatoires de granulats de formes complexes sans chevauchement pour l'état ségrégré ainsi que non-ségrégré ont été générés dans MATLAB en supposant une loi uniforme, et les maillages hétérogènes correspondants ont été obtenus à l'aide de l'algorithme GMSH, tout en supposant un contact parfait entre les granulats et la matrice (mortier). Les calculs éléments finis pour des différentes fractions volumiques et des différentes formes de granulats ont été réalisés par le logiciel ABAQUS.



## Introduction générale

### Contexte

Par rapport aux bétons ordinaires traditionnels, les bétons autoplaçants (BAP) ont la spécificité d'être extrêmement fluides ; ils ne nécessitent pas de vibration pour être mis en œuvre. Se compactant sous l'effet de leur propre poids, ils peuvent être coulés dans des zones très ferraillées ou dans des zones d'architecture complexe et difficilement accessibles. Ils présentent plusieurs avantages [2,3]:

- ✚ garantie de résultats en matière de qualité de parement brut. Cet avantage est difficile à évaluer économiquement. Il faut, toutefois, noter qu'il évite tous les travaux et toutes les dépenses liées aux reprises et aux ragréages, ce qui n'est pas négligeable.
- ✚ Possibilité de réaliser des structures des formes très complexes
- ✚ Bonne pompabilité permettant le transport sur de plus longues distances, mais aussi et surtout l'injection du béton dans le coffrage, ce qui va dans le sens d'une amélioration de la qualité des parements.
- ✚ Réduction importante des nuisances sonores sur le chantier du fait de l'absence de vibration ce qui implique un gain de temps lié à ce poste.

Toutefois, les BAP présentent aussi des inconvénients non négligeables, telles que:

- ✚ une poussée sur les coffrages plus importante qu'un béton classique. Les coffrages doivent être dimensionnés et conçus pour résister à ces contraintes mécaniques auxquelles s'ajoutent des conditions d'étanchéités structurales. Ceci entraîne un coût supplémentaire d'équipement. En plus, l'utilisation des BAP implique un choix rigoureux du type d'huiles ou de cires de décoffrage afin de limiter les risques de défaut de parement.
- ✚ l'utilisation des adjuvants, des fines et un dosage en ciment plus élevé.
- ✚ Coût plus élevé par rapport à un béton ordinaire à résistance mécanique équivalente.
- ✚ Une formulation critique. Cela signifie qu'il perd sa qualification de BAP à la moindre variation du dosage des différents constituants. Il doit donc faire l'objet d'un contrôle permanent à la production.
- ✚ un faible ressuage les rendant plus sensibles aux effets du retrait plastique.

Les bétons autoplaçants (BAP), développés depuis plus d'une vingtaine d'années, sont encore à l'heure actuelle qualifiés de « nouveaux bétons » car leur utilisation reste modeste bien qu'ils possèdent un fort potentiel de développement. Ceci est principalement dû à leur coût plus élevé, leur sensibilité à la fois à la ségrégation et à la fissuration due à leur plus fort retrait ainsi qu'au manque de connaissances sur leur durabilité. Les BAP se distinguent des bétons ordinaires principalement par un dosage en éléments fins plus important, ce qui explique leur coût plus élevé. L'utilisation d'additions minérales, moins coûteuses que le ciment portland voire que le filler calcaire, se développent de plus en plus pour des raisons économiques mais également environnementales. Rappelons que la fabrication d'une tonne de ciment Portland entraîne l'émission d'une tonne équivalent CO<sub>2</sub>.

### Objectifs

La présente thèse s'inscrit dans ce contexte et a pour objectifs de contribuer à l'étude et au développement de BAP plus écologiques en utilisant des additions minérales. Notre choix s'est porté sur différentes additions : les laitiers de haut fourneau (déchet de l'industrie de la fonte), les cendres

volantes (déchets des centrales thermiques), du métakaolin issu de la calcination du Kaolin (argile naturelle) et les sédiments calcinés provenant du dragage du piège de Lyvet sur la Rance. Alors qu'il existe quelques travaux dans la littérature sur l'utilisation dans les BAP des laitiers de haut fourneau et des cendres volantes, le métakaolin est encore peu étudié et les sédiments de dragage encore moins.

L'objectif de ce travail est double. D'abord il cherche à évaluer les performances de deux ciments industriels à caractère environnemental (CEM III et CEM V) et deux additions minérales du métakaolin et du sédiment traité et ceci vis-à-vis du retrait, de la fissuration et de la durabilité vue sous l'angle des deux principales causes de la corrosion des armatures (la carbonatation et la diffusion des chlorures). Le deuxième objectif est de contribuer au développement d'outils 3D numériques pour l'étude des propriétés des bétons à l'échelle mésoscopique et notamment des bétons autoplaçants en s'appuyant sur la base de données expérimentale construite dans ce travail.

## Plan du mémoire

Ce mémoire est organisé en 6 chapitres :

Le premier chapitre consiste en une synthèse bibliographique présentant l'état de l'art des différents travaux nationaux et internationaux relatifs aux BAP avec additions et leur retrait et leur durabilité. Il permet de faire le point sur les acquis et les lacunes de la littérature, des lacunes auxquelles nous essayerons de répondre totalement ou partiellement. Ce chapitre pose donc les bases du travail qui va être ensuite développé dans le mémoire. Cette synthèse bibliographique est composée de trois parties. La première partie traite des généralités sur les bétons autoplaçants et leurs constituants comme les ciments, les additions minérales, les adjuvants. La seconde partie traite du retrait de ces bétons ainsi qu'une synthèse des modèles d'ingénierie pour la prédiction de ce phénomène. La troisième partie traite des propriétés de transport et de carbonatation.

Le second chapitre décrit la démarche expérimentale, les matériaux utilisés ainsi que les méthodes d'essai. Il présente les formulations de BAP étudiés. Cinq formulations de BAP sont proposées et fabriquées. La formulation de référence à base de ciment portland classique CEM I correspond à une formulation d'un BAP de parement. Les 4 autres formulations sont dérivées de la formulation de référence en substituant totalement le ciment CEM I par du ciment CEM III/A 52.5N (à base de laitier de haut fourneau) et du ciment CEM V 42.5N (à base de mélange de cendres volantes et laitier de haut fourneau), et en remplaçant 15% et 8% de ciment portland par du métakaolin et du sédiment calciné respectivement. Le rapport E/L est gardé constant égale à 0,368 et la quantité de pâte égale à 570 kg/m<sup>3</sup>. Dans ce chapitre, sont décrits les méthodes d'essai qui nous ont permis de mesurer plusieurs grandeurs physico-chimique-mécaniques (résistance à la compression et à la traction, module d'élasticité, retrait libre dans les conditions endogènes et en dessiccation au jeune âge et à plus long termes ainsi que le retrait empêché, porosité accessible à l'eau, absorption capillaire, perméabilité à l'hélium, coefficient de diffusion des ions chlore et carbonatation accélérée et naturelle).

Dans le troisième chapitre, les BAP formulés sont caractérisés par des essais classiques de qualification à l'état frais (essais recommandés par l'AFGC : étalement au cône, écoulement à la boîte en L et stabilité au tamis). Dans ce chapitre, on s'intéresse aussi à l'hydratation et au développement

de la microstructure des pâtes de liants (ciment + additions + filler calcaire). L'étude est menée sur des pâtes de liant pour s'affranchir des grains de sable et des granulats. Des analyses au microscope électronique à balayage associée à la microanalyse X, des analyses DRX ainsi que des analyses thermiques sont réalisées pour étudier l'effet de la nature de l'addition. L'effet des additions sur le retard du développement des hydrates au jeune âge est mis en évidence.

Dans le quatrième chapitre sont présentés les résultats qui nous ont permis d'évaluer toutes les grandeurs physico-mécaniques (l'indice d'activité des additions, résistance à la compression et traction, module d'élasticité statique, les différents types de retraits (de jeune âge à 400 jours) et la sensibilité à la fissuration des BAP. Le retrait des différents BAP est étudié de l'état frais (plastique) à l'état durci bien hydraté et ceci à 20°C dans des conditions endogènes ainsi qu'à 50% d'humidité relative. Des mesures de retrait plastique, retrait libre et retrait empêché par anneau métallique sont effectuées. L'effet de la nature du liant sur la fissuration (âge du début de fissuration ainsi que la largeur des fissures) est quantifié.

Le cinquième chapitre est consacré à l'étude de l'effet de la nature du liant sur les propriétés de durabilité des BAP étudiés et plus particulièrement l'effet sur la perméabilité au gaz, sur le coefficient de diffusion des chlorures et sur la cinétique de carbonatation (accélérée et naturelle). Le coefficient de diffusion effectif est mesuré et la tortuosité déduite en fonction de la nature de l'addition utilisée. Des mesures de teneur en chlorures libres et liés sont également réalisées afin de quantifier l'effet de l'addition sur la capacité de fixation des chlorures par la matrice et de renseigner sur le réseau poreux. Les résultats sont ensuite corrélés aux résultats des essais de perméabilité à l'hélium. Dans ce chapitre on s'intéresse également d'étudier au couplage endommagement-propriétés de transport. L'objectif est d'étudier l'effet d'un endommagement mécanique en compression sur l'évolution du coefficient de diffusion effective et de la perméabilité intrinsèque. Des éprouvettes endommagées à 80% de leur résistance à la compression sont testées sous migration des ions chlore par champ électrique et sous perméabilité au gaz (hélium).

Dans le sixième chapitre, un modèle de béton numérique à l'échelle mésoscopique développé dans le laboratoire est appliqué ici aux BAP pour une étude paramétrique, les paramètres suivants sont analysés :

- L'effet d'une ségrégation modérée sur le comportement mécanique en compression et traction d'un BAP
- L'effet de la forme (roulée modélisée par des sphères vs concassée modélisée par des polygones Voronoi) et de la fraction volumique des granulats sur le comportement en compression et traction ainsi que sur la perméabilité
- Etude numérique du couplage entre endommagement et les propriétés de transport (perméabilité)

Enfin, une conclusion générale ainsi que des perspectives clôturent cette thèse.

**Références bibliographiques**

- [1].Khayat, K.H., Assaad, J., Daczko J., "Comparison of Field-oriented Test Methods to Assess Dynamic Stability of Self-Consolidated Concrete," ACI Materials Journal, V. 101 No. 2, March April, 2004, pp 168-176.
- [2].ACI, "Processes, Self-Compacting Concrete", Advanced Concrete Technology III, 203.9/3, (2003)
- [3].Shen Jie. Comportement mecanique des materiaux et des structures precontraintes en betons autoplaçants (BAP). Thèse de doctorat de l'Université de Reims champagne-ardenne-France, (2009)

# Chapitre 1

## Synthèse Bibliographique

### *Partie I : Généralités sur les BAP*

---

#### **1 Introduction**

Les bétons autoplacants (BAP), développés depuis une vingtaine d'années, sont encore à l'heure actuelle qualifiés de « nouveaux bétons » car leur utilisation reste modeste bien qu'ils possèdent un fort potentiel de développement. La spécificité des BAP par rapport aux bétons traditionnels réside dans le fait qu'ils sont extrêmement fluides et qu'ils ne nécessitent pas de vibration pour être mis en œuvre. Se compactant sous l'effet de leur propre poids, ils peuvent être coulés dans des zones très ferraillées ou dans des zones d'architecture complexe et difficilement accessibles. La suppression de la phase de vibration présente une amélioration des conditions de travail sur site, ainsi qu'un confort acoustique au voisinage du chantier et plus particulièrement en zone urbaine. Le béton autoplacant est principalement caractérisé par son comportement à l'état frais et plus particulièrement par sa fluidité élevée et sa résistance suffisante à la ségrégation. Pour satisfaire les exigences d'un BAP, deux paramètres doivent être vérifiés et qui sont : un faible taux de cisaillement et une haute résistance à la ségrégation. Ces deux paramètres sont interdépendants. Ainsi, pour diminuer le taux de cisaillement du mélange, l'eau est ajoutée mais elle peut affecter la viscosité du mélange en diminuant ainsi sa résistance à la ségrégation. De ce fait, le bon choix des constituants s'avère souvent nécessaire pour certaines formulations.

#### **2 Principaux constituants des BAP**

Comparé au béton ordinaire, un BAP contient une teneur en liant plus élevée et une teneur en granulats plus faible. La teneur en liant élevée est obtenue par l'ajout d'additions. Le BAP contient systématiquement un superplastifiant. Un schéma comparant les constituants type d'un BAP est d'un béton ordinaire est donnée dans la Figure 1-1.

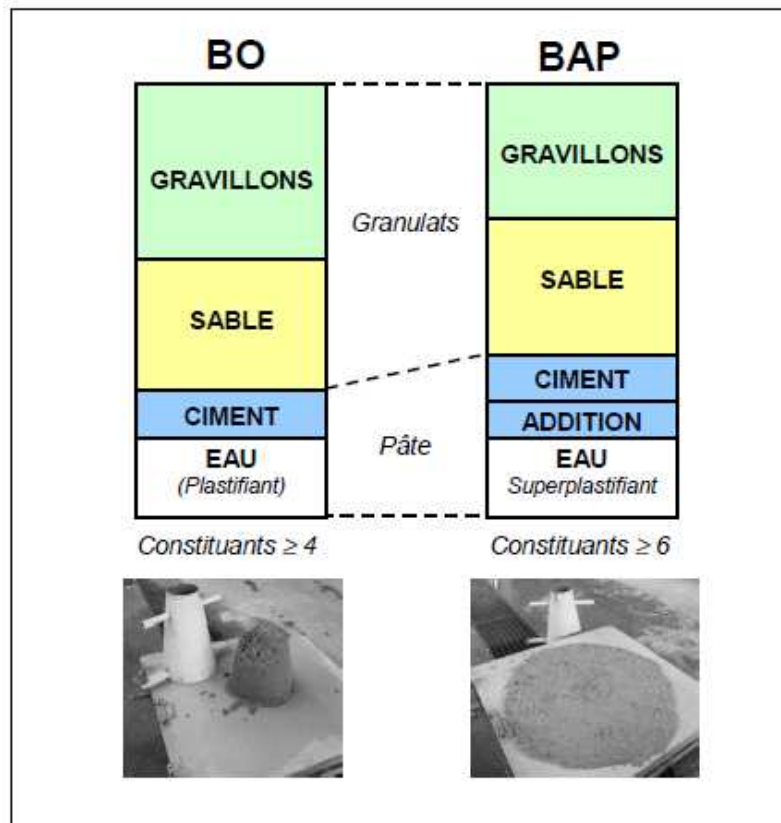


Figure 1-1: Constituents des bétons ordinaires et des BAP [1]

## 2.1 Les granulats

Les granulats (gravillons et sable), constituent le squelette du béton. Pour être utilisés dans la composition du BAP, les granulats doivent être chimiquement stables lors du contact avec les autres constituants. La nature, la forme et la granularité des granulats influencent fortement les propriétés à l'état frais et durci. Les BAP peuvent être formulés avec des granulats roulés ou concassés. Cependant, il faut en limiter le volume car les granulats sont à l'origine du blocage du béton dans une zone confinée. Toutefois, comme ils conduisent par ailleurs à une augmentation de la compacité du squelette granulaire du béton, ils permettent de réduire la quantité du liant nécessaire à une bonne ouvrabilité et une résistance souhaitée. Ces deux facteurs conduisent généralement à prendre pour les BAP un rapport gravillon/sable (G/S) de l'ordre de 1, qui peut être corrigé suivant le confinement de la structure étudiée. Le diamètre maximal des gravillons ( $D_{max}$ ) dans un BAP est compris généralement entre 10 et 20 mm. Pour éviter la ségrégation, un BAP utilise un taux limité d'agrégats et de superplastifiant ainsi qu'un faible rapport eau/fines [2]. La performance d'un BAP est fortement affectée par les caractéristiques des matériaux le constituant, tels que la taille, la forme, la surface et la distribution granulométrique des agrégats [3].

## 2.2 Le ciment

Tous les types de ciments peuvent être utilisés dans la fabrication des BAP, mais doivent avoir une interaction satisfaisante et une bonne compatibilité avec les adjuvants chimiques et les superplastifiants utilisés.



Plusieurs travaux ont été menés sur l'importance du ciment dans les bétons autoplaçants [14]. Ces travaux montrent que la résistance et la durabilité du béton dépendent principalement du dosage en ciment. Pour les BAP, le dosage en ciment doit répondre aux exigences prescrites par les normes (par exemple, EN 206-1). Par ailleurs, avec l'augmentation du dosage en ciment dans le béton, la chaleur d'hydratation et les déformations différées à long terme (retrait et fluage) augmentent également. Il est à noter que les effets engendrés par l'ajout excessif de ciment peuvent entraîner l'apparition des fissures dans les structures en béton. Puisque les BAP contiennent plus de fines que les bétons ordinaires, une partie du ciment est souvent remplacée par des additions minérales en vue de limiter les effets défavorables mentionnés ci-dessus tout en assurant une résistance et une durabilité suffisantes.

Le ciment portland reste le ciment le plus utilisé dans les BAP. Rappelons que ce ciment est composé de 95% de clinker et 5% d'autres ajouts y compris des sulfates de calcium pour réguler la prise. Les quatre principaux constituants du clinker sont les suivants :

- le silicate tricalcique : $3\text{CaO}.\text{SiO}_2$ noté C3S	50 à 70 %
- le silicate bicalcique : $2\text{CaO}.\text{SiO}_2$ noté C2S	15 à 30 %
- l'aluminate tricalcique : $3\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3$ noté C3A	5 à 10 %
- l'aluminoferrite tétracalcique : $4\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3.\text{Fe}_2\text{O}_3$ noté C4AF	5 à 15 %

Rappelons que les principales phases hydratées formées lors de l'hydratation d'une pâte de ciment portland sont les suivantes :

- Les silicates de calcium hydratés, notés C-S-H, ils se présentent généralement sous forme de feuillets, ils présentent environ 60 à 70 % en masse de l'ensemble des hydrates formés. Les C-S-H sont les principaux responsables du développement des résistances mécaniques de la matrice cimentaire.
- La portlandite, notée  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , elle se présente sous forme de cristaux hexagonaux de quelques microns à quelques centaines de microns, elle occupe 20 à 30 % en masse des phases solides formées, elle est responsable du pH élevé de la solution interstitielle des matrices cimentaires.
- L'ettringite, noté AFt, elle se présente sous la forme d'aiguilles hexagonales.
- Le monosulfoaluminate, noté AFm, il se présente sous la forme de plaquettes hexagonales.

La normalisation européenne des ciments (NF EN 197-1) distingue cinq types de ciments courants : CEM I (ciment portland), CEM II, CEM III (ciment de haut fourneau), CEM IV et CEM V (Figure 1-2):

Principaux types	Notation des 27 produits (types de ciment courant)		Composition (pourcentage en masse) <sup>a)</sup>										Constituants secondaires	
			Constituants principaux											
			Clinker	Laitier de haut fourneau	Fumée de silice	Pouzzolanes		Cendres volantes		Schiste calciné	Calcaire			
			K	S	D <sup>b)</sup>	Naturelle P	Naturelle calcinée Q	Siliceuse V	Calcaire W	T	L	LL		
CEM I	Ciment Portland	CEM I	95-100	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
CEM II	Ciment Portland au laitier	CEM I/A-S	80-94	6-20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM I/B-S	65-79	21-35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland à la fumée de silice	CEM I/A-D	90-94	—	6-10	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM I/B-D	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Ciment Portland à la pouzzolane	CEM I/A-P	80-94	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM I/B-P	65-79	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM I/A-Q	80-94	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM I/B-Q	65-79	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland aux cendres volantes	CEM I/A-V	80-94	—	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	0-5
		CEM I/B-V	65-79	—	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	0-5
		CEM I/A-W	80-94	—	—	—	—	—	6-20	—	—	—	—	0-5
		CEM I/B-W	65-79	—	—	—	—	—	21-35	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland au schiste calciné	CEM I/A-T	80-94	—	—	—	—	—	—	6-20	—	—	—	0-5
		CEM I/B-T	65-79	—	—	—	—	—	—	21-35	—	—	—	0-5
	Ciment Portland au calcaire	CEM I/A-L	80-94	—	—	—	—	—	—	—	6-20	—	—	0-5
		CEM I/B-L	65-79	—	—	—	—	—	—	—	21-35	—	—	0-5
		CEM I/A-LL	80-94	—	—	—	—	—	—	—	—	6-20	—	0-5
		CEM I/B-LL	65-79	—	—	—	—	—	—	—	—	—	21-35	0-5
	Ciment Portland composé <sup>c)</sup>	CEM I/A-M	80-94	← 6-20 →										0-5
		CEM I/B-M	65-79	← 21-35 →										0-5
CEM III	Ciment de haut fourneau	CEM III/A	35-64	36-65	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM III/B	20-34	66-80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM III/C	5-19	81-95	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
CEM IV	Ciment pouzzolanique <sup>c)</sup>	CEM IV/A	65-89	—	← 11-35 →					—	—	—	0-5	
		CEM IV/B	45-64	—	← 36-55 →					—	—	—	0-5	
CEM V	Ciment composé <sup>c)</sup>	CEM V/A	40-64	18-30	—	← 18-30 →			—	—	—	—	0-5	
		CEM V/B	20-38	31-50	—	← 31-50 →			—	—	—	—	0-5	

a) Les valeurs indiquées se réfèrent à la somme des constituants principaux et secondaires.

b) La proportion de fumées de silice est limitée à 10 %.

c) Dans le cas des ciments Portland composés CEM I/A-M et CEM I/B-M, des ciments pouzzolaniques CEM IV/A et CEM IV/B et des ciments composés CEM V/A et CEM V/B, les constituants principaux, autres que le clinker, doivent être déclarés dans la désignation du ciment (voir un exemple à l'Annexe B1).

Figure 1-2: les différents types de ciment selon la normalisation européenne NF EN 197-1.

### 2.3 Les additions minérales

L'utilisation des additions minérales dans les BAP a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche [4-9-10-11]. Les résultats de ces travaux ont montré que l'intégration des additions minérales dans la composition des BAP, présente des avantages, du point de vue économique, environnementale et technique. Les additions minérales possèdent souvent une finesse comparable à celle du ciment,

voire une finesse beaucoup plus grande. Parmi ces additions, on peut citer la fumée de silice, la cendre volante, le laitier de haut fourneau et le métakaolin. Du fait que la plupart des additions minérales sont des sous-produits industriels, leurs utilisations dans la fabrication du béton peuvent réduire le coût du traitement des déchets industriels et limiter ainsi leurs impacts environnementaux. Les additions minérales sont aussi connues par leur influence sur les propriétés du béton à l'état frais et à l'état durci [6]. Certaines additions minérales améliorent considérablement la fluidité, elles améliorent aussi la granulométrie du squelette dans le béton en remplissant les vides entre les grains grâce à leurs plus petites tailles. Toutefois, l'influence des additions minérales sur l'écoulement des BAP à l'état frais dépend principalement du dosage, du type et de la finesse de l'addition minérale utilisée [7-8]. Les additions minérales peuvent également avoir des effets bénéfiques sur le béton en améliorant les propriétés de la zone de transition (ITZ) [5]. Les effets des additions sur la réduction de la chaleur d'hydratation a été exploitée dans des situations pratiques [12-13]. Des matériaux ultrafins tels que le métakaolin et la fumée de silice ont été également employées dans le BAP. De telles additions ont pour rôle la réduction de la fluidité et l'abaissement de l'étalement. Certains chercheurs [12-14] ont employé les deux additions dans le BAP, et afin de maintenir une fluidité constante du BAP, ils ont augmenté le dosage en superplastifiant. La teneur importante en pâte des BAP est souvent vérifiée par l'utilisation de matériaux de remplissage. Le matériau le plus utilisé généralement est la poudre de calcaire appelée filler calcaire, considéré comme un ajout économiquement fiable [14-15-16]. Dans ce qui suit, nous nous focaliserons sur les additions suivantes : du métakaolin, les cendres volantes, le laitier de haut fourneau ainsi que les sédiments de dragage.

### 2.3.1 Le métakaolin

Le métakaolin est un produit généralement obtenu par calcination des argiles renfermant du kaolin afin d'obtenir l'état amorphe de ce dernier. Il est composé essentiellement de silice active (amorphe) et d'alumine. Il est considéré aujourd'hui comme une pouzzolane. Changling et al [17-18] ont étudié la stabilité thermique et l'activité pouzzolanique de kaolins calcinés dans les différentes zones de température: 550-700 °C, 648 – 982 °C; 538 – 932°C ; 680 – 980°C, ou 850°C. Ils ont observé que le métakaolin pur est obtenu après calcination du kaolin de 650 à 800 °C et qu'à 950 °C, il y a recristallisation et formation de la mullite avec une diminution importante de la phase amorphe entre 800 et 900 °C. Ils ont conclu que la réactivité pouzzolanique des kaolins est maximale après calcination entre 550 et 800 °C [19-20].

La morphologie des métakaolins est ordinairement proche de la morphologie de la kaolinite de départ, cette dernière se présentant sous forme de feuillets hexagonaux, accolés les uns aux autres et d'une épaisseur de quelques Angströms. Lors de la transformation de la kaolinite en métakaolin, les feuillets s'écartent en libérant l'eau libre de l'interfeuille comme illustré sur les images au microscope électronique à balayage (Figure 1-3). De plus l'altération notable du métakaolin vient certainement du broyage qui intervient après la phase de déshydroxylation dans le processus de calcination habituel.

Les particules plus fines avec une forme lamellaire comme le métakaolin entraînent une bonne cohésion et une meilleure résistance à la ségrégation. Le métakaolin est également très efficace dans la réduction ou l'élimination du ressuage, ce qui peut poser des problèmes d'écaillage rapide sur la surface des échantillons.

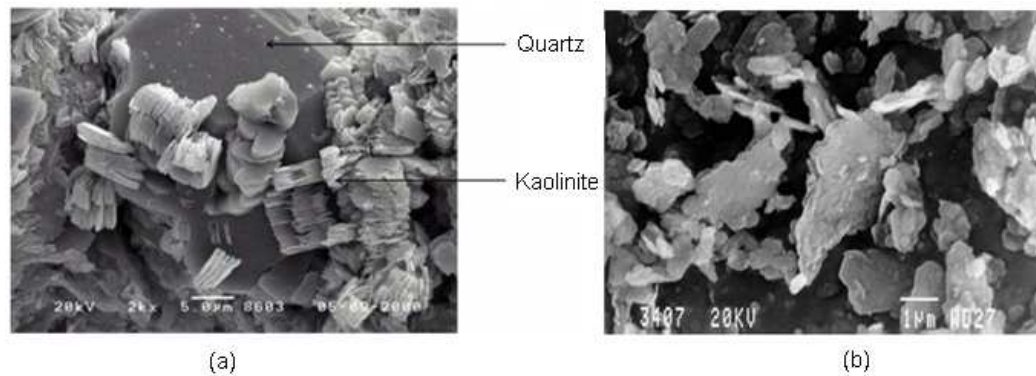


Figure 1-3: Photographie au MEB de kaolinite (a), Photographie au MEB de métakaolin (b) [19]

Depuis quelques années, le métakaolin (MK) fait l'objet de nombreuses investigations de part les propriétés intéressantes qu'il peut prodiguer aux bétons grâce à ses propriétés pouzzolaniques. Les principales caractéristiques de ce produit résident dans sa composition chimique ( $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3$ ), sa finesse (surface spécifique entre 15 et 20  $\text{m}^2/\text{g}$ ), et sa phase amorphe. Celles-ci permettent au MK de donner une activité pouzzolanique plus ou moins élevée; parfois, elle est comparée avec celle de la fumée de silice [17-20]. Aujourd'hui, le métakaolin est qualifié comme une pouzzolane très active pouvant remplacer partiellement le ciment portland [18-21]. Dans la pâte de ciment, le métakaolin par le biais de sa silice active (amorphe) réagit avec la portlandite  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , produit d'hydratation du clinker, pour former du gel de C-S-H principal responsable du développement des résistances mécaniques.

### 2.3.2 Les cendres volantes

Les cendres volantes sont des sous-produits de la combustion du charbon pulvérisé dans les centrales de production d'énergie électrique. Elles sont collectées à partir des gaz de combustion par des dépoussiéreurs électrostatiques ou des filtres à manches.

Les cendres volantes se présentent sous forme de particules fines sphériques ou cénosphériques creuses. La Figure 1-4 montre des images de cendres volantes obtenues au microscope électronique à balayage et qui permettent de visualiser leur forme sphérique. Les tailles des particules de cendres volantes varient au moins de 1  $\mu\text{m}$  (micromètre) à 100  $\mu\text{m}$ , seulement 10% à 30% des particules sont plus grandes que 45  $\mu\text{m}$ . La surface spécifique est typiquement de 300 à 500  $\text{m}^2/\text{kg}$ , bien que certaines cendres volantes peuvent avoir des surfaces plus faibles que 200  $\text{m}^2/\text{kg}$  et plus grandes que 700  $\text{m}^2/\text{kg}$ . La cendre volante est principalement un verre de silicate contenant de la silice, de l'alumine, du fer et du calcium. Elle peut contenir également des constituants mineurs comme le magnésium, le soufre, le sodium et le potassium. Les phases cristallines sont présentes en petites quantités. La densité relative (masse volumique) des cendres volantes est généralement comprise entre 1,9 et 2,8 et la couleur est généralement grise ou beige.

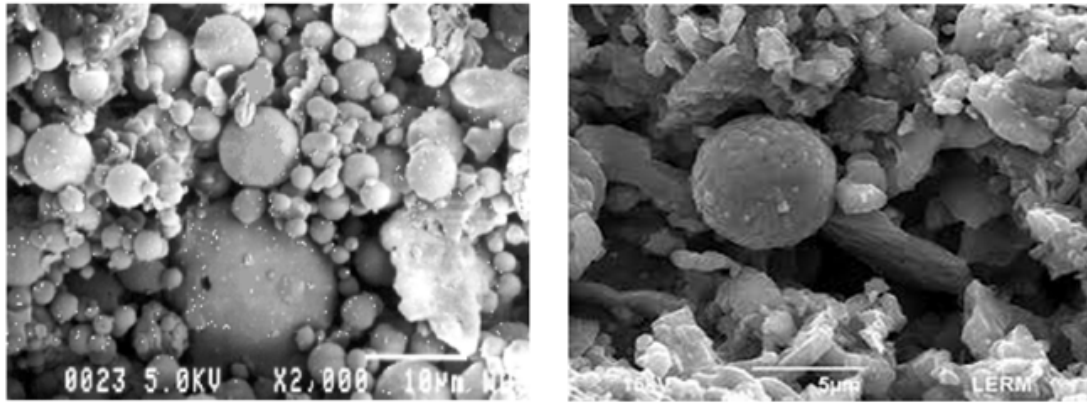


Figure 1-4: Micrographies au MEB de cendres volantes [22]

Les cendres volantes sont largement utilisées dans le béton comme addition et comme pouzzolane. Lorsqu'elles sont mélangées au ciment et l'eau, elles s'hydratent et réagissent avec la portlandite libérée lors de l'hydratation du clinker pour former des C-S-H. Grâce à leurs diverses propriétés, elles permettent lorsqu'elles sont bien utilisées, d'améliorer la maniabilité du béton, d'augmenter ses résistances mécaniques et d'améliorer sa durabilité. De plus leur utilisation dans les bétons présente une contribution importante à la construction durable.

### 2.3.3 Le laitier de haut fourneau

Le laitier de haut-fourneau est un déchet de l'industrie de la fabrication de la fonte. Il est récupéré à 1500°C puis rapidement refroidi par trempe à l'eau. Il est composé principalement par une phase vitreuse amorphe et quelques phases mineures cristallisées.

Le laitier de haut fourneau possède une hydraulicité latente ce qui veut dire réactivité à l'eau caractérisée par une cinétique très lente, de l'ordre de plusieurs mois. Leur utilisation courante nécessite donc de les activer pour accélérer la cinétique d'hydratation. Le laitier de haut fourneau peut être activé de plusieurs façons : activation thermique, activation chimique par une solution alcaline ou par de la chaux ou encore par des sulfates de calcium. Dans le ciment portland, le laitier de haut fourneau subit une activation combinée.

L'utilisation du laitier de haut fourneau dans le béton présente de multiples avantages et qu'on peut résumer dans les différents points suivants :

- Importante réduction des émissions de CO<sub>2</sub> et valorisation d'un co-produit
- Très faible chaleur d'hydratation
- Très bonne résistance aux agressions sulfatiques
- Bonne résistance aux milieux acides
- Forte résistance à la pénétration des chlorures
- Prévention de la réaction alcali-granulats (RAG) ou alcali-silice (RAS)
- Très bonne résistance mécanique à moyen et long termes

La Figure 1-5 présente une image MEB avec analyses EDS d'un échantillon de béton de 50 ans contenant des laitiers de haut fourneau partiellement hydratés.



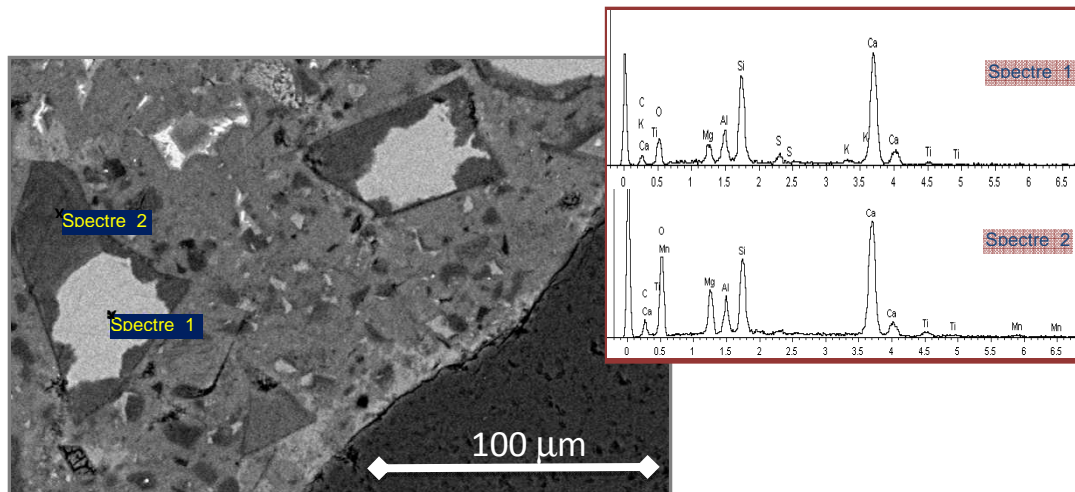


Figure 1-5: Image MEB avec analyses chimiques d'une pâte de ciment contenant des laitiers de haut fourneau âgée de 50 ans montrant des grains partiellement hydratés [23]

Les grains de laitier sont caractérisés par des arrêtes franches. Le laitier de haut fourneau possède une distribution granulométrique large. Il contient des grains de tailles de l'ordre du micromètre jusqu'à des grains proche de la centaine de micromètre. Sa composition chimique montre qu'il est essentiellement composé de calcium, silicium, magnésium et aluminium. Son hydratation permet d'obtenir des C-S-H intimement lié à des phases contenant de l'alumine.

Le laitier de haut fourneau peut servir comme fines réactives induisant des bétons à faible chaleur d'hydratation. Cependant, une teneur élevée en laitier (plus de 30% de liant) peut affecter la stabilité du BAP en augmentant le risque de ségrégation.

#### 2.3.4 Le sédiment de dragage

La France, comme d'autres pays dans le monde, connaît des problèmes relatifs aux opérations de dragage. Ainsi de grands volumes, environ 35 à 40 M<sup>3</sup> de sédiments sont dragués chaque année en France, en majorité dans les ports estuariens (80%). Ces opérations nécessaires pour les activités maritimes et fluviales sont de plus en plus réglementées et génèrent des coûts conséquents. Ainsi, la recherche et le développement de voies de valorisation de ces produits deviennent une alternative de plus en plus intéressante et encouragée.

La sédimentation est un phénomène naturel. Dans un contexte de développement durable, la valorisation des sédiments dans le génie civil permet de faire face au manque de gisements et à l'épuisement de granulats. De cela émerge l'idée de réaliser à partir de ce déchet un nouveau matériau de construction.

La composition minérale des sédiments diffère selon leur provenance. Les blocs, les cailloux, les graviers et les sables sont des sédiments terrigènes c'est-à-dire, issus de l'érosion des sols ; leur nature chimique dépend principalement des terrains érodés. Les analyses chimiques et minéralogiques des sédiments montrent qu'ils sont généralement composés de silice et l'alumine. Il est donc possible de mettre en évidence l'activité de ces matériaux, en activant thermiquement par

exemple les minéraux argileux. Les sédiments se caractérisent également par leur granulométrie. Le Tableau 1-1 détaille le classement granulométrique des sédiments utilisé en géologie.

Les sédiments sont principalement constitués de sable fin, de limon et d'argile. Ainsi, leur utilisation dans les bétons a fait l'objet de plusieurs études. Agostini [24] s'est intéressé à la valorisation de sédiments traités par le procédé Novosol®. Ce procédé, développé par la société Solvay, permet de traiter le matériau brut à l'acide phosphorique puis à le calciner à 650°C ce qui permet d'éliminer la matière organique et fixer les métaux lourds. L'étude a montré que la substitution partielle des granulats par 33% de sédiment traité permet l'obtention d'un matériau plus performant en termes de résistance en compression et de perméabilité. En revanche, une plus forte valeur de substitution (supérieure à 66%) entraîne une chute des performances mécaniques et une augmentation de la perméabilité.

Dias et al. [25] ont testé l'utilisation de sables et sédiments marins dans les bétons et ont montré que les sédiments peuvent être utilisés d'une façon adéquate dans la fabrication des bétons. Ils ont également montré qu'un lavage simulant 80 cm de pluie est suffisant pour ramener la concentration en chlorures à un seuil acceptable vis-à-vis de la résistance à la corrosion des aciers. Zri et al. 2009 ont montré que les sédiments ne présentent pas d'activité pouzzolanique et que leur utilisation en substitution du ciment entraîne des résultats non satisfaisants en termes d'ouvrabilité et de résistance mécanique. En revanche, ils trouvent des résultats satisfaisants lorsque les sédiments sont utilisés en substitution partiel du sable. Des résultats similaires ont été trouvés par Limeira et al [26-27].

Dang et al. [28] se sont intéressés à la valorisation de sédiments bretons dans les matériaux cimentaires. Les matériaux bruts ont été traités suivant un procédé de rinçage/décantation suivi d'une calcination. Deux températures ont été testées 650°C et 850°C. La Figure 1-6 présente une analyse réalisée au microscope électronique à balayage du sédiment traité. La calcination à 650°C a permis d'obtenir de meilleurs résultats qu'850°C, vraisemblablement dû au frittage du sédiment à cette forte température. Des pâtes de ciment réalisées à base de ces sédiments calcinés présentent des hydrates typiques des matériaux cimentaires. Des mortiers, préparés suivant la norme (NF EN 196-1 2006), ont été testés de point de vue mécanique et de durabilité. Les résultats ont montré que les propriétés mécaniques, à 28 jours de cure dans l'eau, diminuent avec le taux de substitution, jusqu'à un taux de substitution de 16%. La porosité accessible à l'eau des mortiers augmente avec l'ajout des sédiments. Cependant, il n'y a pas été trouvé d'impact direct avec la perméabilité. Les propriétés de gel/dégel semblent en revanche être améliorées par les sédiments probablement dû à l'augmentation de la porosité. La cinétique de carbonatation des mortiers quand-à elle, semble augmenter avec lorsque les sédiments sont utilisés dans le mortier.

Tableau 1-1: Classement granulométrique des sédiments

Taille	Dénomination
> 20 cm	Blocs
2 cm à 20 cm	Galets et cailloux
2 mm à 2 mm	Graviers
63µm à 2 mm	Sables (grossiers et fins)
2µm à 63µm	Limons (ou silt)
< 2µm	Vases, boues argileuses

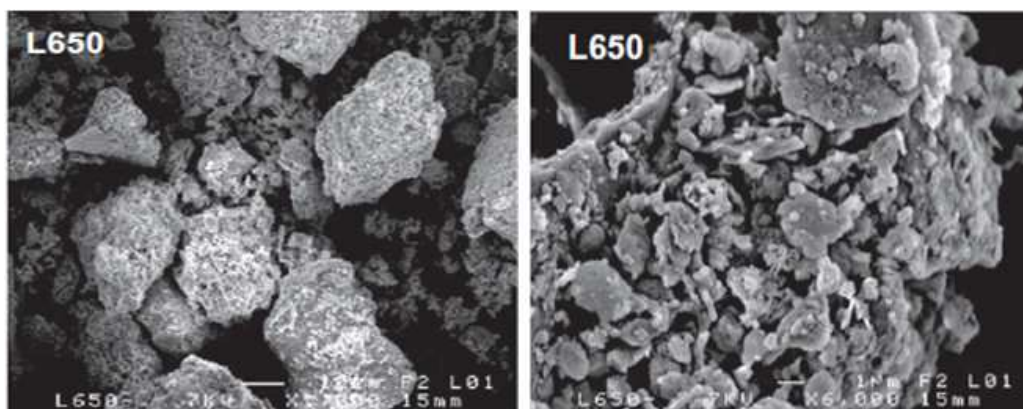


Figure 1-6: Micrographies au MEB du sédiment du piège de Lyvet sur la Rance après traitement thermique [28]

## 2.4 Les adjuvants

Les superplastifiants améliorent la maniabilité et la résistance du béton lorsqu'on réduit le rapport E/C. Les superplastifiants sont aussi souvent utilisés lorsque les matières pouzzolaniques sont ajoutées au béton pour améliorer la résistance. Les premiers superplastifiants sont fabriqués à partir de formaldéhyde de naphtalène sulfoné ou mélamine-formaldéhyde sulfoné. Des nouveaux produits à base d'éthers polycarboxyliques (PCB) sont aujourd'hui disponibles. Les PCB sont chimiquement différents de la mélamine sulfonée et leur mécanisme d'action est également différent, puisqu'il donne une dispersion au ciment par stabilisation stérique, au lieu de répulsion électrostatique. Cette forme de dispersion est plus forte dans ses effets et donne une meilleure rétention de la maniabilité aux mélanges cimentaire. En outre, la structure chimique des PCB permet un plus grand degré de modification chimique que les produits plus anciens, offrant une gamme de performance qui peut être adaptée aux besoins spécifiques. Naphthalene et mélamine sont les superplastifiants à base de polymère organique. Les longues molécules s'enroulent autour des particules de ciment, en leur donnant une charge très négative de sorte qu'ils se repoussent mutuellement [29]. La maniabilité du BAP et sa performance à l'état durci dépendent du type de superplastifiant [30].

L'utilisation des agents de viscosité dans les mélanges (VMA) avec une concentration suffisante de superplastifiant (SP) peut garantir une grande déformabilité et une ouvrabilité suffisante conduisant à une bonne résistance à la ségrégation [31-32].

## 3 Principales approches de formulation des BAP

Il existe dans la littérature plusieurs méthodes ou approches pour formuler un BAP. Ces méthodes sont basées sur des concepts plus ou moins différents et peuvent être présentées en cinq grandes



familles d'approches. Toutes les méthodes de formulation des BAP recueillies dans la littérature sont issues d'une ou plusieurs des approches suivantes :

### 3.1 Approche basée sur l'optimisation des mortiers

Okamura [33], le concepteur des BAP propose de les formuler en composant en premier lieu le mortier du béton. Dans le mortier, la proportion de sable est posée arbitrairement. Il reste ensuite à trouver expérimentalement les dosages en eau et en superplastifiant, pour un liant donné (rapport massique ciment sur addition fixé), et suivant certains critères de rhéologie. La formule finale est obtenue en ajoutant au mortier un volume de gravillons limité. A la suite d'une optimisation identique du mortier, Ouchi *et al* proposent de doser les gravillons en cherchant expérimentalement leur volume limite menant à un blocage.

### 3.2 Approche basée sur l'optimisation du volume de pâte

Le béton est considéré ici comme un mélange biphase, avec une phase solide, les granulats, et une phase liquide, la pâte. Dans le cas d'un BAP, la pâte joue un rôle prédominant. Oh *et al* [34] introduisent la notion d'excès de pâte schématisée sur la Figure 1-7. La formulation consiste à déterminer la quantité de pâte en excès optimale pour fluidifier le BAP et limiter les problèmes de blocage.

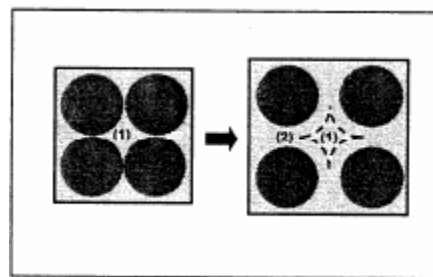


Figure 1-7: Notion d'excès de pâte : La pâte remplit la porosité (1) et écarte les granulats (2) [34]

Oh *et al* [34] ont obtenu par l'expérience des équations reliant l'épaisseur de la pâte autour des granulats et les constantes du modèle de Bingham (seuil de cisaillement et viscosité) du béton, exprimées par rapport à celles de la pâte. Lors de la formulation, il faut d'abord optimiser et caractériser la rhéologie de la pâte, puis déterminer à l'aide de ces équations la proportion minimale de pâte nécessaire pour fluidifier le béton. Il existe une approche similaire pour le dosage de la pâte, cette approche est mise au point par Tangtermsirikul [35]. Cette fois, deux critères, calés aussi expérimentalement, sont proposés : un volume de pâte minimal vis à vis de la fluidité et un volume de pâte minimal vis à vis du blocage.

### 3.3 Approche basée sur l'optimisation du squelette granulaire

La formulation des bétons peut être réalisée par l'optimisation de la porosité du système formé par les grains solides, le ciment et les gravillons. Il est connu que la résistance à la compression augmente avec la compacité de la pâte. L'ouvrabilité est elle aussi dépendante de l'arrangement du squelette granulaire. Reprenons la Figure 1-7, en considérant maintenant que la phase interstitielle est l'eau de gâchage, et non plus la pâte. Plus la quantité d'eau qui écarte les grains (2) est importante, plus la suspension est fluide. A quantité d'eau constante, si on minimise la porosité (1) de l'empilement de grains, on maximise en conséquence le volume d'eau disponible pour fluidifier le mélange. Sedran *et De Larrard* [35], ont développé un modèle décrivant mathématiquement un empilement, à partir des

caractéristiques des grains qui le composent (forme, granulométrie). Le modèle permet de calculer la compacité du béton et l'un indice représentatif de son degré de serrage. A l'aide de ces variables sont ensuite modélisées la viscosité et le seuil de cisaillement du béton. Cette approche est celle utilisée dans le logiciel BétonlabPro qui prend en compte tous ces paramètres pour formuler différents types de béton (bétons ordinaires, bétons à hautes performances, bétons autoplacants, etc.). Pour un béton autoplacant, les grandeurs exigées à l'état frais correspondent à un étalement au cône d'Abrams supérieur à 60 cm, un seuil de cisaillement inférieur à 500Pa, et une viscosité plastique comprise entre 100 et 200 Pa.s. Ces critères correspondent selon les auteurs à un béton assez fluide ne présentant pas de ségrégation.

### 3.4 Méthode basée sur un plan d'expérience

Le nombre de constituants d'un BAP est tel que l'utilisation d'un plan d'expérience est intéressante pour connaître l'effet des paramètres de composition. Khayat *et al* [36] ont réalisé une telle étude avec les facteurs suivants : le volume de gravillons, la masse de fines (C+A), le rapport massique eau sur fines  $E/(C+A)$ , la masse de superplastifiant et la masse d'agent de viscosité. Chaque facteur a été varié sur une plage comportant cinq points, ce qui élève le nombre de compositions testées à 25. Au final, les auteurs fournissent les modèles obtenus, notamment l'étalement et le taux de remplissage, en fonction des différents facteurs. Ces modèles ne sont exploitables que pour les constituants utilisés dans l'étude. Plus qu'une méthode de formulation, cette approche fournit surtout un support pour corriger une formule ne répondant pas, par exemple, aux critères de l'AFGC.

### 3.5 Approche basée sur l'utilisation du mortier du béton équivalent MBE

L'approche du Mortier de Béton Equivalent (MBE) a été initialement développée au CTG (Guerville, France) [37] pour faciliter la sélection des adjuvants lors de la formulation d'un béton, en utilisant des tests sur mortier au lieu de tests sur béton. L'expérience accumulée au cours des dernières années dans de nombreuses applications industrielles a confirmé la validité de cette méthode [38]. Cependant, l'ensemble de ces exemples concernait des bétons d'ouvrabilité classique.

Haddad. O et al [38], ont élargi l'utilisation de ce concept aux BAP, en étudiant les compositions de 5 bétons et leurs MBE. Les auteurs ont pu confirmer qu'il est possible d'étendre la méthode MBE aux BAP et la composition particulière des BAP ne change pas les principes de calcul des MBE.

L. Nachbaur et al [39] ont aussi étudié la faisabilité de l'extension de la méthode MBE au BAP. Ils ont montré que la méthode MBE, initialement développée pour des bétons d'affaissement inférieur à 21 cm, peut être adaptée aux BAP et que les principes de base de la méthode peuvent être également gardés.

### 3.6 Quelques formulations types de BAP

Soixante huit cas d'études sur l'application de BAP (1993-2003 dans les différents pays) ont été relevés et analysés en détails dans la littérature [40]. La grande majorité (70%) des cas a utilisé des granulats avec une taille maximale entre 16 et 20 mm. L'utilisation de la pierre concassée ou granulats de gravier semblait dépendre de la disponibilité locale. Environ la moitié des cas a utilisé un VMA avec un superplastifiant. Le filler calcaire est l'addition la plus fréquemment utilisée (41% des cas). Les teneurs moyennes en principaux composants sont comme suit : 31,2% en volume de granulats grossiers, 34,8% en volume de pâte, 500 kg/m<sup>3</sup> de poudre, un rapport Eau/fines = 0,34 en poids et un rapport Granulats fin/mortier de 47,5% en volume. Dans 90% des cas, le BAP avec un

étalement de 600-750 mm a été obtenu alors que dans 80% des cas, la résistance à la compression a été de plus de 40 MPa [40].

Une composition de BAP recommandée par l'AFGC 2000 contenant des fines est présentée dans le tableau suivant :

*Tableau 1-2: Formulation d'un BAP type contenant des fines*

Constituant :	Quantité pour 1m3 :
Eau	180 litres
Ciment	350 kg
Fines	200 kg
Sable	800 kg
Gravillons	900 kg (Dmax limité à 16mm en général)
Adjuvant	6% du poids du ciment

Un autre exemple de formulation incluant un agent viscosant comme l'amidon est donné dans le tableau ci-après:

*Tableau 1-3: Formulation d'un BAP type contenant un agent viscosant*

Constituant :	Quantité pour 1m3 :
Eau	200 litres
Ciment CEMI 52,5	300 kg
Fillers calcaires	100 kg
Sable 0/5 mm	900 kg
Gravillons 5/16 mm	800 kg
Adjuvants	3,5 kg
Amidon	2 kg

Il peut avoir une très grande variété de matériaux locaux utilisés sur chantier, ce qui peut mener à des comportements différents à tous les niveaux (ouvrabilité, rhéologie, résistance). Il est donc impossible de réaliser une formulation universelle de béton autoplaçant.

*Tableau 1-4: Exemple de formulation japonaise*

Type de béton	Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	Laitier (kg/m <sup>3</sup> )	Cendres (kg/m <sup>3</sup> )	Filler (kg/m <sup>3</sup> )	Sable (kg/m <sup>3</sup> )	Gravillon (kg/m <sup>3</sup> )	Eau (kg/m <sup>3</sup> )	Super-plastifiant (kg/m <sup>3</sup> )	Agent viscosité (kg/m <sup>3</sup> )
[Nakataki et al, 1995]	200	200	100	0	704	898	165	6	0
[Hayakawa et al, 1995]	180	220	100	0	753	926	170	7,7	1,5
[ Yurugi et al, 1992]	300	0	0	200	700	910	170	8	0,2

Tableau 1-5: Exemple de formulation canadienne

Gâchée	Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	Fumée de silice (kg/m <sup>3</sup> )	Gravillons (kg/m <sup>3</sup> )	Sable (kg/m <sup>3</sup> )	Eau (kg/m <sup>3</sup> )	AV (g/m <sup>3</sup> )	EA (l/m <sup>3</sup> )	SP(l/m <sup>3</sup> )
M35-SF	563	18	854	709	203	436	-	25,3
M35-A	581	-	835	682	203	436	1,0	23,2
M35-SF-A	563	18	825	680	203	436	1,0	25,3
M38-A	589	-	875	790	224	436	0,8	11,8
M38-SF-A	563	18	810	670	220	436	1,0	11,3
M41-SF	563	18	809	674	238	436	-	7,6
M41-SF-A	563	18	775	650	238	436	0,8	7,6

Avec AV: agent de viscosité, EA: entraîneur d'air, SP: superplastifiant.

Nous retenons des tableaux, ci-dessus, que toutes les formulations utilisent un superplastifiant, alors que l'agent de viscosité peut ne pas être incorporé.

## *Partie II. Variation volumique accompagnant l'hydratation (Retrait et expansion)*

---

La formation des hydrates au cours du processus de l'hydratation du ciment induit des variations dimensionnelles en termes de gonflement/expansion ou de contraction/retrait.

### **1 Retrait**

#### **Définitions et généralités**

Le retrait du béton est défini par la réduction du volume au cours du temps, et est principalement due au mouvement de l'eau dans la structure poreuse d'un béton et des réactions chimiques. Le mouvement de l'eau génère des contraintes de traction dans la pâte de ciment provoquant ainsi le retrait, tandis que les réactions chimiques génèrent des produits dont le volume est inférieur au volume des composants initiaux [41-42].

Le retrait a généralement divisé en deux phases; le retrait au jeune âge, qui apparaît dans les premières 24 heures et le retrait à long terme, qui se produit après 24 heures [42]. Pour un béton de rapport eau/ciment supérieure à 0,42, le retrait au jeune âge est principalement dû aux réactions d'hydratation chimique, alors que le retrait à long terme est dû à l'échange de l'eau et de l'évaporation. Généralement, le retrait au jeune âge est négligeable par rapport au retrait de séchage à long terme [42]. Toutefois, le développement de béton autoplaçant à faible rapport eau/liant nécessite la prise en compte de cette phase. En effet, pour ces bétons, la déformation de retrait au jeune âge est importante car elle se produit à un moment où le béton développe une rigidité à un rythme plus rapide que sa résistance ce qui provoque des fissures [43].

L'intensité de la déformation de retrait dépend fortement de la composition du matériau cimentaire. La présence de granulats diminue cette intensité. Ainsi, les formulations de béton contenant une teneur en agrégats grossiers plus élevée avec un module d'élasticité élevé et des surfaces rugueuses présentent moins de déformation de retrait [Cement and Concrete Association of Australia - CCAA, 2002].

Le rapport eau/ciment est également un paramètre important influent le retrait. Les formulations de béton avec une teneur en eau plus élevée impliquent un retrait de séchage plus élevé et un retrait endogène plus faible [44]. La déformation de retrait et les contraintes correspondantes au jeune âge de béton peuvent conduire à l'initiation et la propagation des fissures, chemins préférentiels pour des agents agressifs externes, et ainsi à la dégradation de sa durabilité [44].

Par ailleurs, au niveau de la structure, le retrait au jeune âge et à long terme peut conduire à des contraintes résiduelles, des pertes de la résistance de précontrainte, et une réduction du moment d'inertie. Aussi, si le retrait des éléments en béton est empêché ou restreint et que les contraintes développées dépassent la résistance à la traction du béton alors des fissures se développent. Dans les structures en béton armé, l'armature en acier restreint le retrait et peut ainsi générer de la fissuration. Ces fissures sont dépendants du temps étant donné que la déformation de retrait est en fonction du temps [60].

Dans ce qui suit, un aperçu des différents types de déformation de retrait rapportés dans la littérature sera, les mécanismes mis-en jeu ainsi que les méthodes d'essai seront décrits. Par la suite, des modèles prédictifs des déformations de retrait dans les bétons et dans les BAP seront présentés.

## 2 Retrait et fissuration du béton autoplaçant au jeune âge

Le retrait au jeune âge est défini par des changements de volume qui se produisent immédiatement après la mise en place du béton jusqu'à l'âge d'environ 24 heures. Cela comprend le moment où le béton est fluide ou liquide, puis la période de transition où il est en cours de durcissement et, enfin, la période où le béton est rigide pendant laquelle le coffrage ou le moule peut être enlevé. Le détail de ces phases au jeune âge est illustré sur la Figure 1-8.

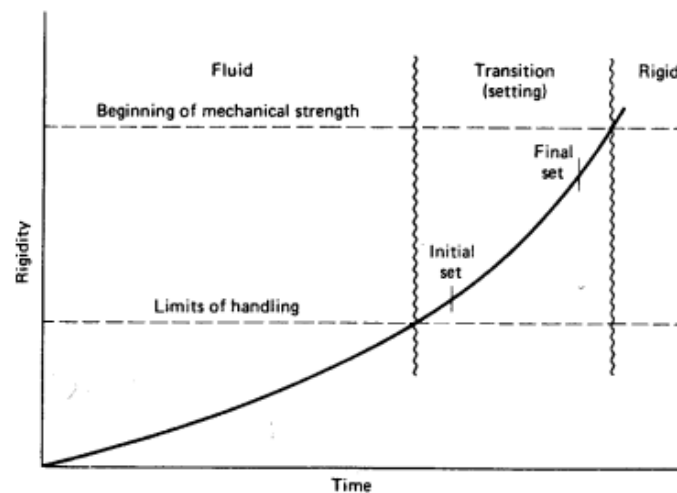


Figure 1-8: Les différentes phases de retrait au jeune âge: phase liquide, phase de transition (prise) et phase rigide [46]

Le retrait du béton est dû au mouvement ou la perte d'eau. Quand l'eau se perd soit par évaporation (retrait de séchage) ou par des réactions internes (retrait endogène), des contraintes de traction sont générées provoquant ainsi une réduction de volume. Au jeune âge, le retrait est encore plus critique parce que le béton n'a pas encore acquis une résistance, ainsi même des très petites contraintes au jeune âge peuvent provoquer de grandes déformations de retrait. Les étapes des réactions au jeune âge sont développées dans ce qui suit.

1. «phase liquide»: Jusqu'à la formation des hydrates ou jusqu'à la formation d'un système de ménisque formé par évaporation, c'est à dire jusqu'à ce que la pâte / mortier / béton peut supporter son poids propre. C'est la phase où la déformation endogène est égale au retrait chimique et se manifeste elle-même seulement dans le tassement, (pas de déformation horizontale).
2. «Phase semi-liquide » ou de « transition »: cette phase correspond au moment où la rigidité commence à se développer de façon importante c-à-d au moment où la prise débute. Le début de cette phase est associée à la fois au moment où la pression de l'eau interstitielle devient en tension et le moment où la déformation horizontale (retrait) commence à se développer.

3. «phase de durcissement»: elle correspond à la phase après la fin de la prise. Elle est associée au développement important de la rigidité et de la capacité de déformation minimale du matériau cimentaire.

La phase liquide associée à la phase semi-liquide est égale à la phase plastique.

## 2.1 Retrait plastique

Dans cette section, un résumé des études antérieures sur le retrait plastique et la fissuration due au retrait plastique est présenté. Les phases de retrait plastique sont d'abord examinées, ensuite les facteurs qui influent sur la fissuration de retrait plastique seront présents. Enfin, les principales méthodes expérimentales développées dans la littérature relatives à la mesure du retrait plastique seront décrites.

### Définition du retrait plastique

Le retrait plastique est due à une perte très rapide de l'humidité du béton à l'état frais après la mise en place du béton frais (en phase plastique et avant qu'il ne subisse aucune charge significative). On peut définir la phase plastique comme la période s'écoulant entre la fabrication et le début de prise, période pendant laquelle le béton ne présente pas de cohésion (voir Figure 1-9) et le mélange est encore plastique et n'a pas encore atteint une résistance importante [62]. Le changement de volume dû à ce retrait est principalement causé par la pression qui se développe dans les pores capillaires du béton lorsque le débit de l'eau évaporé sur la surface de béton est supérieur à la vitesse dans laquelle l'eau de ressuage remonte à la surface. Pendant l'évaporation, l'eau disparaît de la surface de l'élément de béton et forme des surfaces de liquides incurvées entre les surfaces des particules solides à l'intérieur du béton, qui présentent des ménisques sur la surface.

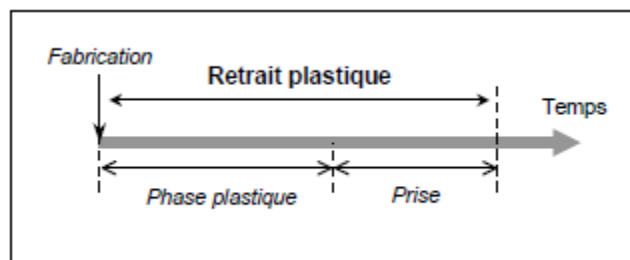


Figure 1-9: Définition du retrait plastique

La présence de pression capillaire négative au sein du béton en raison de la tension de surface à l'intérieur des ménisques, qui, à son tour, réduit la distance entre les particules solides en béton, comme illustré à la Figure 1-10. En conséquence, le béton commence à se rétrécir. Si ce retrait est empêché, une contrainte de traction se développe, et la fissuration de retrait plastique peut alors se produire [47].

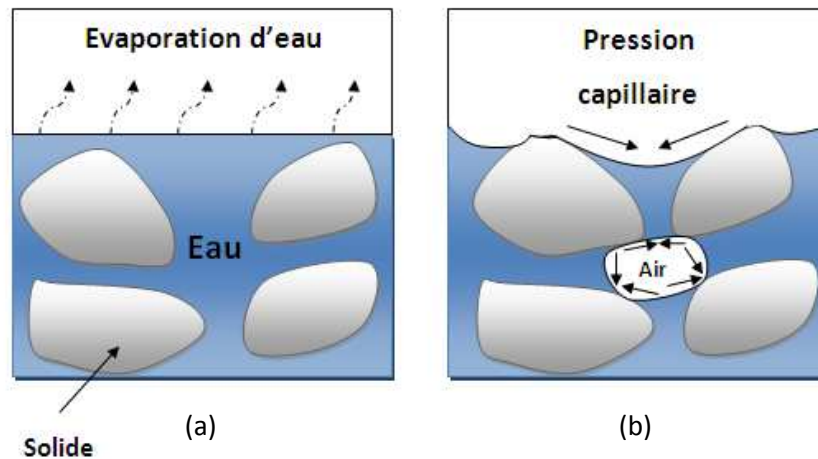


Figure 1-10: Schéma de développement de ménisque capillaire entre les particules solides. (a) Les eaux de surface commencent à s'évaporer. (b) ménisque de l'eau entre les particules solides près de la surface du béton dû à l'évaporation de l'eau

Le mécanisme de pression capillaire est la cause principale du retrait plastique des matériaux cimentaires et peut être décrit par les équations de Laplace et de Kelvin. Les lois de Laplace et de Kelvin sont établies à partir de l'équilibre mécanique et thermodynamique entre eau liquide, eau vapeur et le solide (Figure 1-11) La loi de Laplace s'écrit :

$$P_g - P_l = \frac{2\sigma}{r} \cos(\theta) \quad [\text{Eq. 1-1}]$$

Avec :

$P_g$  : pression de la phase gazeuse (air + vapeur d'eau). En s'appuyant sur la loi de

Dalton, on peut écrire  $P_g = P_a + P_v$

$P_a$  : pression partielle de l'air, (sec)

$P_v$  : pression partielle de vapeur d'eau,

$P_l$  : pression de l'eau liquide,

$\sigma$  : tension superficielle de l'interface liquide/gaz

$r$  : rayon du pore où le ménisque existe

$\theta$  : angle de mouillage.

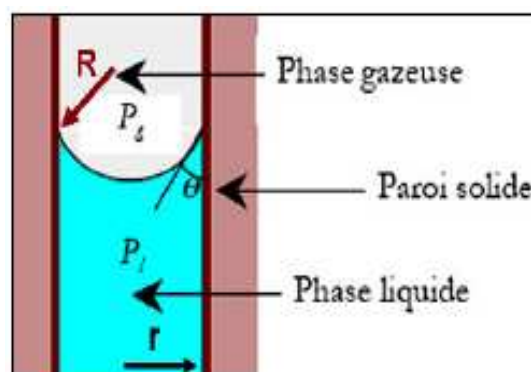


Figure 1-11: Représentation schématique d'un ménisque au cours du séchage [48].



La loi de Kelvin relie la pression capillaire ( $P_g - P_l$ ) à l'humidité relative interne du matériau selon la relation suivante:

$$P_g - P_l = -\frac{RT\rho_l}{M} \ln(HR) \quad [\text{Eq. 1-2}]$$

Avec:

M : Masse molaire de l'eau,

R : Constante des gaz parfaits,

T : Température absolue,

$\rho_l$ : Masse volumique de l'eau,

HR: Humidité relative interne du matériau.

Dans la littérature, des études ont montré que l'utilisation des lois de Laplace et de Kelvin pour évaluer les effets des ménisques présente une limite. Certains auteurs estiment que les lois de Laplace et de Kelvin peuvent être utilisées pour un rayon de courbure de ménisque supérieur à 50 Å [49], donc pour des humidités relatives supérieures à 80%. Les équations (1-5) et (1-6) montrent que la pression capillaire qui se développe à une humidité relative comprise entre 80% et 100% peut atteindre 30MPa. Le squelette solide subit alors une compression ou un retrait assez important, en particulier au jeune âge [50] ; ce qui conduit à une fissuration précoce du matériau lorsque le retrait est restreint.

## 2.2 Notion de capacité de déformation en traction

La fissuration précoce du matériau est liée à sa capacité de déformation. La capacité de déformation est définie comme la déformation maximale que le matériau frais est capable de supporter. Les fissures apparaissent dans le matériau si le retrait plastique dépasse cette limite en déformation. La Figure 1-12, apportée de la publication de Bayasi et al. [51], montre que la capacité de déformation du béton frais diminue jusqu'au début de prise et augmente ensuite légèrement. Cette même remarque a été faite par Holt et al. [42] sur les bétons frais. Ces auteurs ont montré que pour des rapports E/C compris entre 0,4 et 0,6, la capacité de déformation est pratiquement la même du point de vue de la cinétique que de celui de l'amplitude. Cette diminution de la capacité de déformation du béton frais peut être associée à l'avancement de la réaction d'hydratation et à la perte d'eau par séchage, ou à la perte d'ouvrabilité du béton [52]. Les travaux de Byfors en Suède [53], et de Kasai au Japon [54], ont montré que le béton a sa plus faible résistance en traction dans ces premières heures.

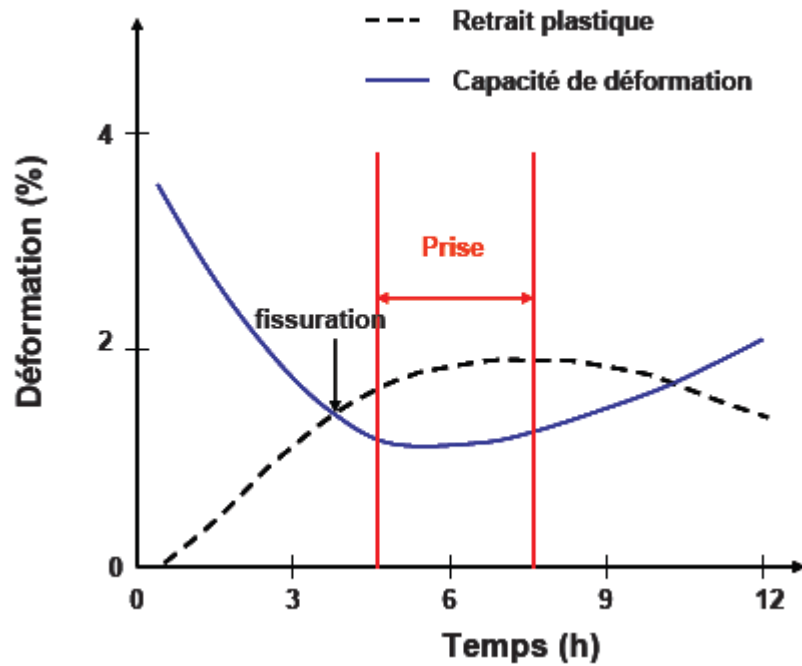


Figure 1-12: Schématisation de la fissuration à l'état frais, en termes de retrait et capacité de déformation [51].

Un exemple de Kasaï [54], est donné à la Figure 1-13, où le point le plus bas est atteint à environ 10 heures, puis la capacité de déformation en traction augmente. Des travaux de recherche actuels basée sur le développement de méthodes pour quantifier les contraintes du béton dans les premières heures pour divers chargement de retraits sont en cours [55-56].

Le retrait au jeune âge peut entraîner des fissures qui se forment de la même manière qu'au long terme. Même si les fissures qui en résultent au début de coulage sont internes et microscopiques, le retrait à un âge plus avancé peut ouvrir les fissures existantes et posent ainsi des problèmes. Il est suggéré dans la littérature que si le retrait au jeune âge dépasse  $1000 \mu\epsilon$  (1 mm/m) il y a alors un risque élevé de fissuration [57]. Cela correspond aux instructions de l'American Concrete Institute pour un retrait prévu d'environ 400 à  $1000 \mu\epsilon$ .

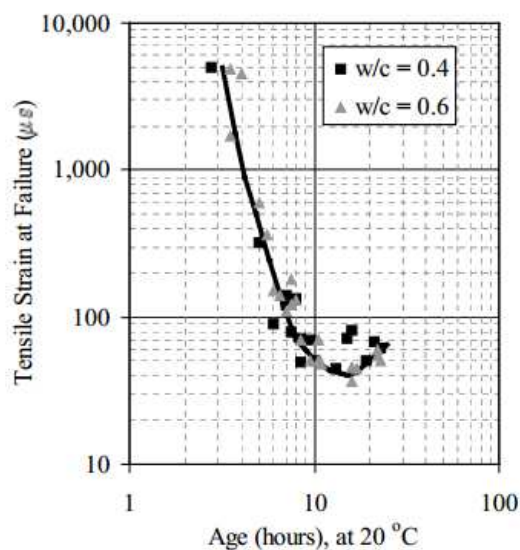


Figure 1-13: Diminution de la capacité de traction au cours des premières heures (âges) [54].

## 2.3 Lien entre retrait plastique et fissuration

La formation de fissures dans les matériaux cimentaires peut commencer lorsque le matériau est encore dans sa phase plastique. La perte d'eau à cet âge provoque une surface courbe de l'eau entre les particules solides à la surface du béton. La pression capillaire obtenue conduit au retrait plastique. A une certaine pression spécifique, l'air pénètre localement dans le système de pores et ensuite les fissures peuvent provenir de ces retenues. Si on empêche de la pénétration de l'air, par exemple, si la valeur absolue de la pression capillaire soit maintenue au-dessous d'un seuil critique, ce type d'ouverture fissure ne se produit pas. Dans les structures en béton, les fissures peuvent déjà être formées à un âge où le matériau présente encore une résistance à la traction faible, c'est à dire lorsque le matériau est encore dans sa phase plastique, voir Figure 1-14.

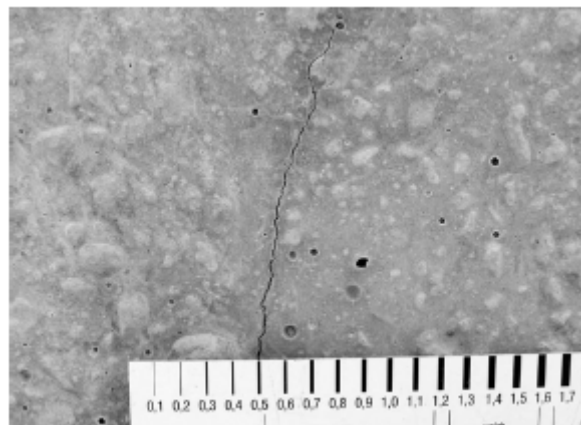


Figure 1-14: Fissure de retrait plastique dans un sol en béton.

Si ces structures sont soumises à des taux d'évaporation élevés dans les premières heures après la mise en place du béton, les fissures de retrait plastique peuvent se produire. Cette fissuration est aussi appelé fissuration de retrait capillaire car elle est causée par des pressions capillaires. Les largeurs des fissures peuvent atteindre 1 mm et ainsi nuire sérieusement à la durabilité de ces structures. Bien que les processus physiques conduisant à la fissuration de retrait capillaire soient bien connues, ce problème n'est encore pas bien pris en compte par les professionnels

Toutefois, on peut noter qu'il existe différentes techniques pour diminuer les effets du retrait au jeune âge en empêchant la perte excessive d'eau de la surface du béton. Parmi ces techniques on peut citer : l'arrosage de la surface du béton par de l'eau, ou recouvrement de la surface avec des matériaux absorbants humides, l'utilisation de produits qui forment un film imperméable empêchant l'évaporation de l'humidité [58], et enfin l'utilisation d'agents chimiques permettant d'augmenter la capacité de conservation d'eau dans le béton [59-60]. Des réducteurs de retrait (SRA) sont aujourd'hui utilisés par certains professionnels pour éviter ce type de fissuration, ils sont généralement ajoutés au mélange cimentaire frais [61-62].

## 2.4 Paramètres affectant le retrait plastique et la fissuration

### 2.4.1 Le tassement

Le tassement en phase plastique du béton est le résultat de la consolidation du matériau par effet de la gravité. Les grains solides se déplacent vers le bas et les bulles d'air remontent vers le haut. Au

cours de cette consolidation, l'eau est contrainte de percoler vers la surface. Il se forme alors une couche d'eau, appelée eau de ressuage comme illustré dans la Figure 1-15. A ce moment, le squelette granulaire supporte son propre poids, aucune variation de pression dans les pores ne se produit. La pression est ici égale à la pression hydrostatique.

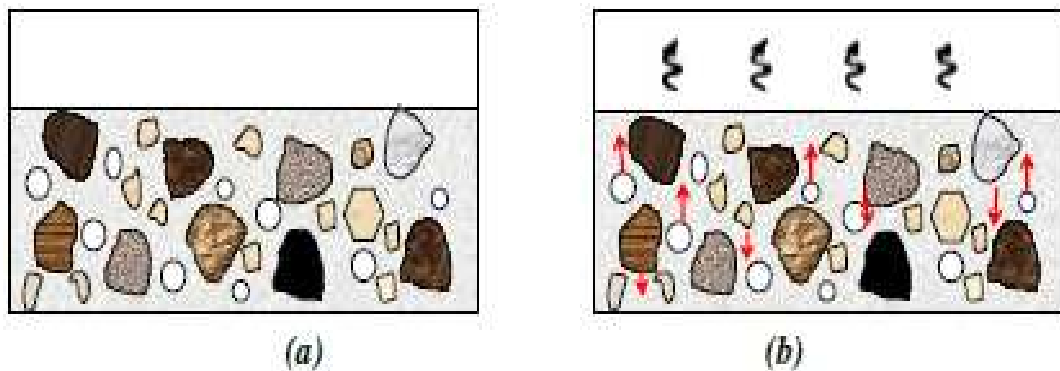


Figure 1-15: (a) Etat initial et (b) consolidation du béton

Il existe des techniques de mesures du tassement, ces essais, ont en commun l'utilisation position d'un « flotteur » sur la surface du matériau, ce flotteur étant équipé pour la mesure du tassement. Par exemple la méthode dite « float method » fut proposée par Powers [63]. Le flotteur est dans ce cas un disque plat de 13 mm de diamètre et 3 mm d'épaisseur en bakélite (Figure 1-16). Ce flotteur est surmonté d'un mât. L'altitude du sommet de ce mât est estimée avec une lunette optique.

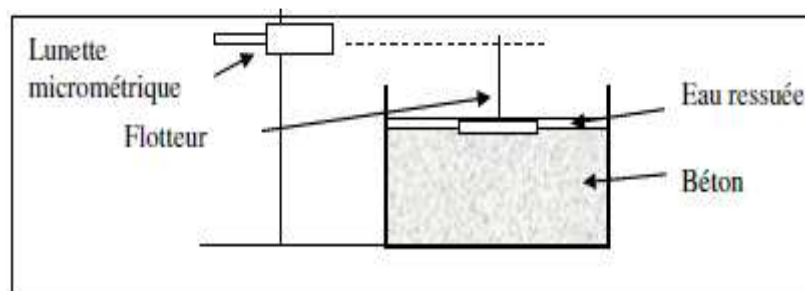


Figure 1-16: Dispositif de Powers [63].

Powers (1968) [63] a utilisé le même appareillage pour les coulis, pour les mortiers ainsi que pour des bétons. Cette méthode de mesure ne semble pas présenter de défauts majeurs. Elle est cependant assez sensible aux vibrations extérieures. L'étude préalable de la conception du flotteur est indispensable. En effet, ce flotteur ne doit pas modifier la forme de la surface solide et doit la suivre parfaitement dans sa descente.

#### 2.4.2 Le volume de ressuage

Une fois le béton mis en place dans son coffrage, une pellicule d'eau claire apparaît progressivement à sa surface résultante du tassement, ce phénomène est appelé ressuage (Figure 1-17).

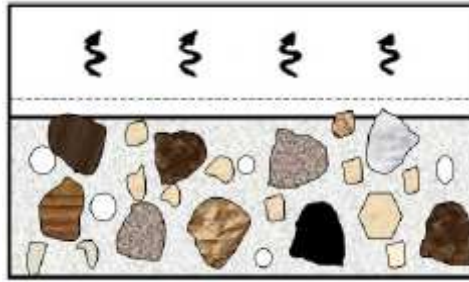


Figure 1-17: Exemple de ressuage du béton.

En fait, pendant la période dormante du béton, les particules solides qui sont plus denses que l'eau, sédimentent. La sédimentation des grains est très lente, par conséquent le débit d'eau exsudée est modeste. Selon les conditions météorologiques, une compétition entre le débit d'eau ressuée et le débit d'eau évaporée a lieu [63-64]. Si ce dernier est plus faible, le phénomène de ressuage est visible. Le tassement se poursuivra jusqu'à ce que le béton commence à durcir ou lorsque les particules deviennent verrouillées mécaniquement et peut donc se tasser plus loin. Le tassement s'arrête normalement que la rigidité du béton commence à se développer, ainsi le ressuage s'arrête généralement avec le début de la prise du béton. Le phénomène de ressuage est probablement la raison la plus importante pour laquelle le risque de fissures de retrait plastique ne peut pas être lié uniquement au taux d'évaporation.

Le volume de ressuage peut être mesuré sur site ou en laboratoire. Un petit récipient avec un diamètre compris entre 100 mm et 150 mm et une profondeur d'environ 20 mm de plus que l'élément en béton à couler spécifique serait suffisant. L'échantillon doit être rempli et consolidé à la même profondeur que l'élément en béton spécifique. L'échantillon doit être pesé directement après la consolidation à l'aide d'une échelle précise. Un couvercle doit être placé fermement sur le récipient pour éviter l'évaporation et laissé au repos jusqu'à ce que le béton atteigne le temps de prise initiale. Après la prise initiale du béton, l'eau doit être éliminée de la surface en inclinant légèrement de spécimen et l'extraction de l'eau avec une ampoule. Le spécimen sans eau de ressuage doit ensuite être repesé. Le volume de ressuage peut alors être calculé selon l'équation suivante:

$$Volumederessuage = \frac{m_{initiale} - m_{finale}}{A} \quad [\text{Eq. 1-3}]$$

Avec  $m_{initiale}$  est la masse en kg, juste après la consolidation,  $m_{finale}$  est la masse en kg après que l'eau de ressuage ait été éliminée et A la surface de l'éprouvette en m<sup>2</sup>.

Le comportement du béton vis-à-vis du ressuage dépend de plusieurs paramètres dont, La teneur en eau du béton, la taille des particules des agrégats et leur distribution, la teneur en fillers et fines, le type et teneur en ciment, le temps de prise du béton ainsi que la profondeur de l'élément en béton.

#### 2.4.3 Le taux d'évaporation

Les fissures de retrait plastique se produisent lorsque la surface de béton sèche très rapidement et se rétrécit avant que le béton puisse atteindre une résistance de traction suffisante pour résister à la fissuration. Lorsque les conditions ambiantes et les températures en béton se combinent pour produire les conditions qui entraînent un taux d'évaporation élevé, les risques de séchage de la surface prématurément et augmente la formation des fissures de retrait. Le diagramme représenté sur la Figure 1-18 est une méthode couramment utilisée pour estimer les taux d'évaporation. Ce

diagramme a été publié par le National Ready Mixed Concrete Association en 1960. Dans ce diagramme, les flèches montrent un exemple d'une journée où la température de l'air ambiant est de 80°F (27°C), l'humidité relative est de 50%, la température du béton est de 87°F (31°C), et la vitesse du vent est 12 mph (19km/h). Le taux d'évaporation résultant est d'environ 0,25lb/ft<sup>2</sup>/h (1,2kg/m<sup>2</sup>/h).

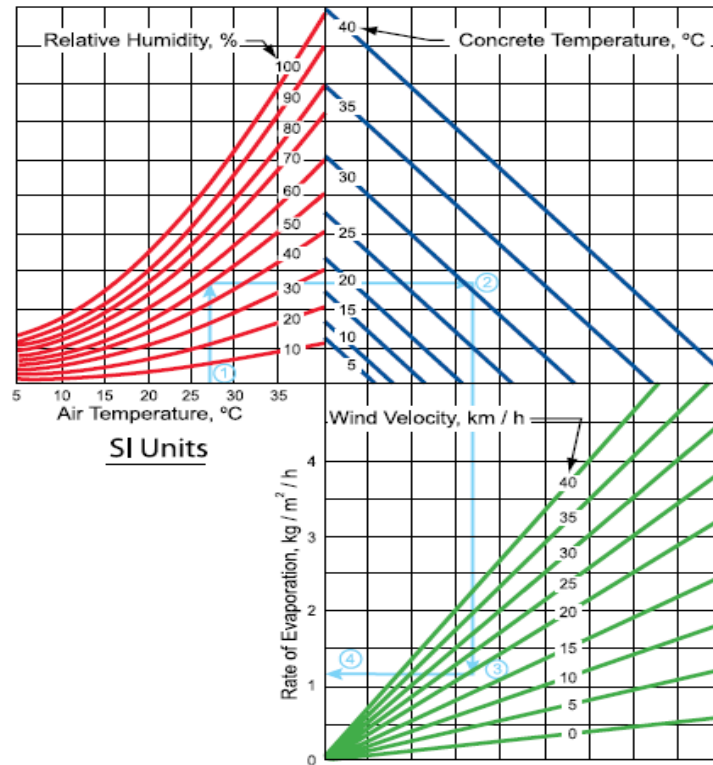


Figure 1-18: Graphique pour l'estimation de la vitesse d'évaporation de l'eau à partir d'une surface de béton. Les flèches montrent un exemple pour une journée où la température de l'air ambiant est de 80°F (27°C), l'humidité relative est de 50%, la température du béton est de 87°F (31°C), et la vitesse du vent est 12 mph (19 km /h). Le taux d'évaporation résultant est d'environ 1,2 kg/m<sup>2</sup>/h [168]

Le taux d'évaporation peut également être estimé par les équations suivantes de l'ACI 1998. Ces équations donnent des résultats presque identiques à ceux trouvés en utilisant le diagramme de la Figure 1-18. Ces équations prédisent un taux d'évaporation de 0,24lb/ft<sup>2</sup>/h (1,15kg/m<sup>2</sup>/h) pour l'exemple précédent.

$$E = (T_c^{2.5} - rT_a^{2.5})(1 + 0.4V) \times 10^{-6} \quad [\text{Eq. 1-4}]$$

$$E = 5([T_c - 18]^{2.5} - r[T_a - 18]^{2.5})(V + 4) \times 10^{-6} \quad [\text{Eq. 1-5}]$$

E =taux d'évaporation, lb/ft<sup>2</sup>/h(kg/m<sup>2</sup>/h);

T<sub>c</sub> =température du béton, F (°C);

T<sub>a</sub> =température de l'air, F (°C);

r =humidité relative en pourcentage

V =vitesse du vent, mph(km/h).

## 2.5 Principaux types d'essai de fissuration du retrait au jeune âge

À ce jour, il n'existe toujours pas de méthode standard pour mesurer la fissuration de retrait au jeune âge. Toutefois, on peut classer les essais de la littérature sur ce sujet selon la forme de l'échantillon testé. On distingue trois principales méthodes :

- Méthode avec échantillons de type anneau,
- Méthode avec échantillons de type dalle,
- Méthode avec des échantillons de type poutre linéaire.

### Méthode avec échantillons de type anneau

Les essais de fissuration par retrait à l'anneau ont été utilisés par un certain nombre de chercheurs au cours des dernières décennies pour étudier la fissuration de retrait au jeune âge. Dans ces essais, l'échantillon est coulé entre deux anneaux rigides, comme indiqué dans la Figure 1-19. L'anneau extérieur est placé de façon concentrique avec l'anneau intérieur afin d'obtenir l'épaisseur voulue de l'échantillon. Il est enlevé ensuite après durcissement du matériau cimentaire. Généralement les surfaces inférieures et supérieures de l'anneau en matériau cimentaire sont protégées par des films adhésifs ou autres afin de permettre un séchage unidirectionnel [65-66-67-68].

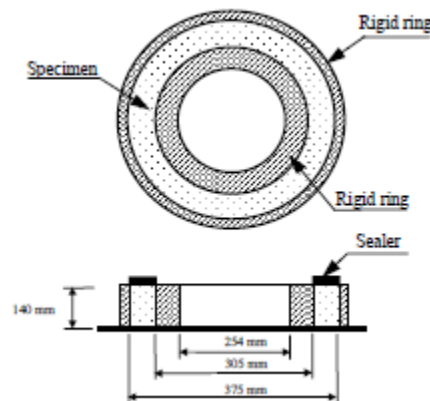


Figure 1-19: Essai de l'anneau de retrait empêché utilisé par Groth (2000) [83].

### Méthode avec échantillons de type dalle

Ce dispositif d'essai est composé d'un moule prismatique 40x20x7cm munis de trois surélévations triangulaires placées au fond du moule. Seule la surélévation centrale permet d'initier la fissuration. Les deux surélévations placées aux extrémités produisent des contraintes assez faibles qui n'induisent cependant pas de fissuration (Figure 1-20). Ce dispositif fournit des informations quantitatives sur la fissuration des structures minces en béton soumises au séchage. Au cours de l'essai, on mesure l'âge d'apparition de la fissure centrale; puis, huit heures après coulage du béton, l'ouverture maximale de la fissure est mesurée, généralement à partir d'une photographie de la fissure, grâce un logiciel de traitement d'image par exemple. Des conditions d'essais relativement sévères (avec vent) et modérées (sans vent) sont nécessaires pour pouvoir produire une fissuration de retrait plastique empêché. Certaines études estiment qu'aucune évolution substantielle de la fissure n'a été observée après la prise du matériau [83].



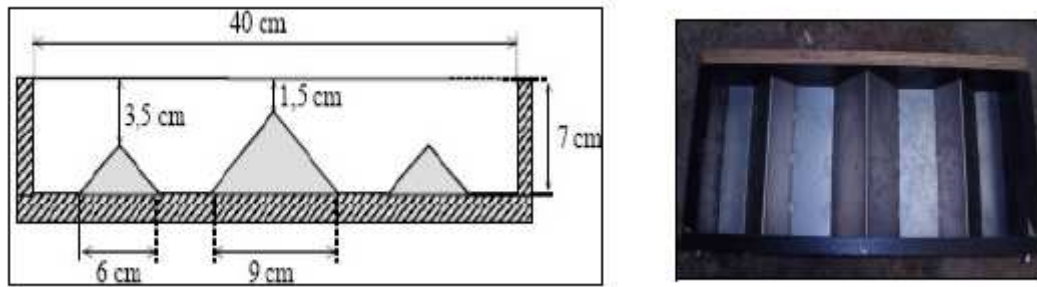


Figure 1-20: Vue en coupe et image du dispositif expérimental de fissuration [69]

#### Méthode avec échantillons de type poutre linéaire

Ce dispositif utilise des spécimens de type poutre. Ces spécimens fournissent un état uniaxial uniforme de contrainte quand ils sont relativement minces [70]. Paillere et al. [71], ont utilisé des échantillons de barres pour tester un béton au jeune âge. Dans ces travaux, le moule utilisé a été placé horizontalement lors du coulage du béton, toutefois, le spécimen a été testé en position verticale. Le principal inconvénient de cette méthode est le positionnement vertical de l'échantillon qui perturbe les résultats par les effets du poids propre de l'échantillon suspecté avoir entraîné la rupture de l'éprouvette. Bloom et Bentur [70], ont utilisé un système similaire mais modifié en évitant un coulage vertical. Ils ont utilisés une éprouvette de béton à 1000 mm de longueur avec une section carrée de 40 mm (voir la Figure 1-21).

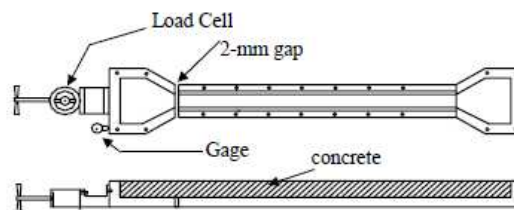


Figure 1-21: Poutre de retrait empêché [70].

Les deux extrémités de l'échantillon sont plus larges que la partie centrale afin de les insérer dans les poignées. Une poignée a été fixée alors que l'autre est resté libre à se déplacer. Le mouvement de la poignée a été surveillé par une jauge spéciale. Comme le béton se contracte en raison du retrait, la poignée mobile pourrait être ramenée à sa position d'origine (c.-à-zéro de déplacement total) par un assemblage de vis. Un capteur de force contrôle la force nécessaire pour déplacer la poignée à sa position d'origine. Ainsi, le retrait empêché a été obtenu par un retour de la poignée à sa position d'origine. Kovler [72] a également utilisé une méthode d'essai similaire pour évaluer le retrait empêché d'un béton.

Toutes les méthodes d'essai mentionnées ci-dessus sont des approximations idéalisées de conditions réelles, et ne considèrent pas vraiment le lien entre une surface de béton et la structure qui influe sur le comportement de la fissure [73]. Afin de simuler de façon plus précise et réaliste le retrait empêché, Banthia et al. [74] ont proposé une nouvelle méthode pour évaluer le potentiel de fissuration des matériaux cimentaires. Dans cet essai, une couche de 20 mm a été préparée en utilisant des agrégats saillis au-dessus de la surface. Ensuite, le matériau frais est coulé sur la base



durcie. Les surfaces rugueuses de la base empêchent le retrait libre lorsque l'ensemble est soumis à un environnement de séchage. La Figure 1-22 présente un schéma décrivant ce test.

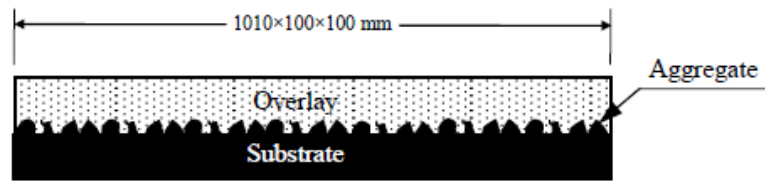


Figure 1-22: Vue de côté de l'éprouvette de retrait utilisé par Banthia et al [73]

Des modifications ont été ensuite apportées par d'autres chercheurs comme Naaman et al. [75] qui ont utilisé des supports de béton avec des surfaces entaillées (Figure 1-23). Cette méthode avait déjà été utilisée par le groupe de Banthia à l'Université de la Colombie-Britannique, mais après n'a pas été publiée [76].

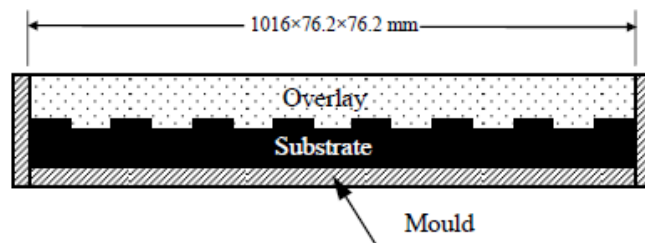


Figure 1-23: Vue de côté de l'éprouvette de retrait utilisé par Naaman et al. [75].

## 2.6 Techniques de mesures du retrait plastique

Les techniques de mesures du retrait sont en général de deux types : mesure volumique et mesure linéique.

- 1- *La mesure volumique* est surtout utilisée dans le cas endogène [77-78]. Elle est généralement basée sur la technique de pesée hydrostatique [79] où la pâte de ciment (ou le mortier) est placée dans une membrane souple et puis plongée dans l'eau maintenue à température constante (Figures 1-24). La variation de volume du matériau est déterminée par pesée hydrostatique. Le retrait volumique est donc défini par :

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{(m_{eau(t)} - m_{eau(0)})}{(m_{air} - m_{eau(0)})} \quad [\text{Eq.1-6}]$$

Avec,

$m_{eau(t)}$ : Masse de l'éprouvette dans l'eau à l'instant t,

$m_{eau(0)}$  : Masse de l'éprouvette dans l'eau au début de la manipulation,

$m_{air}$  : Masse de l'éprouvette dans l'air au début de la manipulation,

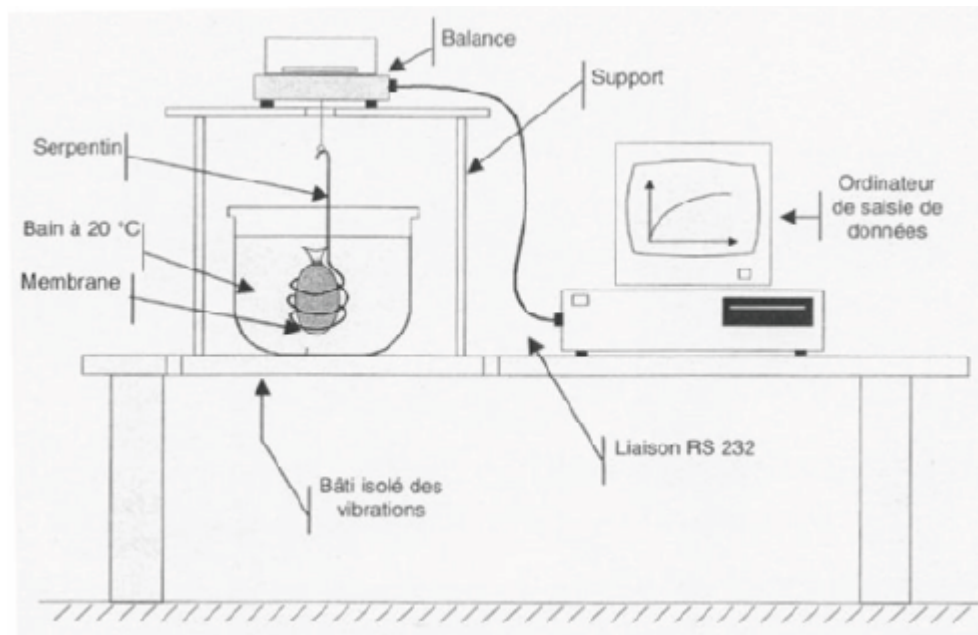


Figure 1-24: Banc de mesure du retrait endogène [79].

Bien que cette technique de mesure permette d'analyser le comportement du matériau, elle ne fait pas l'unanimité dans le monde scientifique. Barcelot et al [95] estiment que les résultats issus de cette technique ne sont pas comparables à ceux obtenus avec la méthode habituellement utilisée qu'est la méthode linéique.

- 2- *La mesure linéique* : Le principe de cette technique consiste à enregistrer les variations dimensionnelles d'une éprouvette prismatique de pâte de ciment, ou de mortier, ou de béton, dans une direction horizontale. Le retrait est exprimé sous la forme :

$$\varepsilon(t) = \frac{L_t - L_0}{L_0} \quad [\text{Eq. 1-7}]$$

Avec :

$L_t$  : La longueur de l'éprouvette à l'instant  $t$  de la mesure

$L_0$  : La longueur initiale.

Il est encore difficile de mesurer le retrait au jeune âge du béton, alors qu'il est encore à l'état plastique, et pas de méthode normalisée n'existe pour évaluer le retrait plastique libre [82]. Toledo Filho et Sanjuan [80], et Toledo Filho et al. [81], ont utilisé des jauges extensomètres situées sur la surface supérieure de spécimens à l'état frais pour mesurer la déformation horizontale. Dans les tests effectués par [82-84-85], le retrait horizontal a été mesuré par des capteurs connectés à un système d'acquisition de données. Tia et al [86] ont intégrés une jauge de déformation au centre des éprouvettes de béton frais pour enregistrer le changement de longueur. Dans les essais effectués par Boghossian et Wegner [87], deux petites plaques de cuivre découpées ont été intégrées à la surface de chaque échantillon, séparées longitudinalement par une distance d'environ 200 mm. La distance entre les indentations de la plaque a été mesurée en utilisant un pied à coulisse numérique toutes les 30 minutes pendant 6 heures. Dans les travaux de Turcry [1], le dispositif est composé d'un moule prismatique dont les parois intérieures sont couvertes d'une feuille de téflon pour minimiser le frottement entre le moule et l'éprouvette (Figure 1-25). Les ouvertures circulaires aux deux

extrémités du moule permettent aux deux sondes laser d'enregistrer les déplacements des deux plaques minces de PVC lorsque l'échantillon de mortier se rétracte. L'utilisation de laser permet d'éviter tout contact entre le mortier frais et le capteur. Bien que cette technique de mesure sans contact du retrait plastique soit élégante, elle ne donne qu'une déformation à la mi-hauteur de l'échantillon et ne rend pas compte du retrait plus important à la surface.

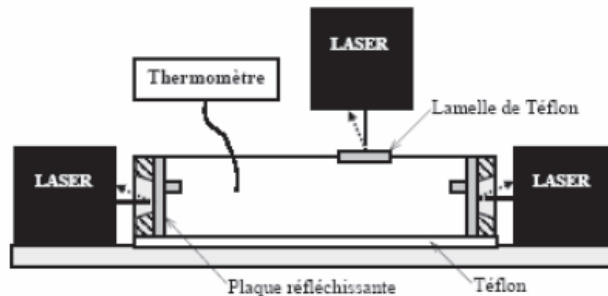


Figure 1-25: Schématisation de la mesure linéique du retrait plastique [1].

### 3 Retrait endogène

Les déformations endogènes d'une pâte de ciment ou d'un béton sont définies comme les déformations qui ont lieu en condition isotherme lorsque le matériau est isolé de tout échange hydrique avec le milieu extérieur (protégé de toute dessiccation). C'est le cas quand on atteint rapidement le seuil de percolation pour de très faibles rapports E/C. Le retrait endogène résulte du fait que le volume des hydrates formés est légèrement inférieur au volume des composants initiaux (eau + ciment). Ce processus entraîne une diminution de volume après la prise du béton. Après la prise, il fait apparaître des vides dans la pâte de ciment hydraté (vides capillaires) qui ont pour effet de diminuer le taux d'humidité interne (autodessiccation). Il y a alors un processus de réorganisation de l'eau dans la pâte de ciment qui provoque une contraction que l'on désigne par le retrait endogène. Ce retrait a deux origines : une origine chimique et une physique. Il est le résultat des trois phénomènes suivants :

- La contraction Le Chatelier du matériau à l'état frais, ou « retrait chimique »
- L'autodessiccation, qui est une conséquence physique directe des mécanismes chimiques (hydratation et contraction Le Chatelier) liée à la variation de la dépression capillaire par la consommation de l'eau dans l'espace des pores.
- Le gonflement structural, identifié comme une conséquence directe des pressions exercées par les cristaux de portlandite et d'ettringite au cours de leurs croissances lorsqu'ils n'ont pas assez de place pour se développer [88].

#### 3.1 Retrait chimique

Le retrait chimique est le retrait dû aux réactions chimiques d'hydratation du matériau cimentaire. Le volume des hydrates formés ( $V_h$ ) est inférieur à la somme des volumes de ciment anhydre ( $V_a$ ) et de l'eau consommée ( $V_e$ ), ceci est présenté mathématiquement par l'équation suivante et schématiquement dans la Figure 1-26:

$$V_h = V_a + V_e - \Delta V \quad [\text{Eq. 1-8}]$$

Au jeune âge, lorsque le béton est encore plastique, c'est à dire, dans la phase liquide, le retrait chimique provoque une diminution globale du volume de l'échantillon. Cependant, à l'étape où le béton commence à durcir, le retrait chimique a tendance à créer des pores dans le matériau [44].

Ce phénomène provoque une diminution de volume comprise entre 8 et 10% de la somme des volumes des constituants de ciment anhydre et d'eau. Pour la pâte de ciment, il est compris entre 8 et 12%, (ce qui conduit alors à un retrait linéique potentiel de l'ordre de 3 à 4%). [89-90].

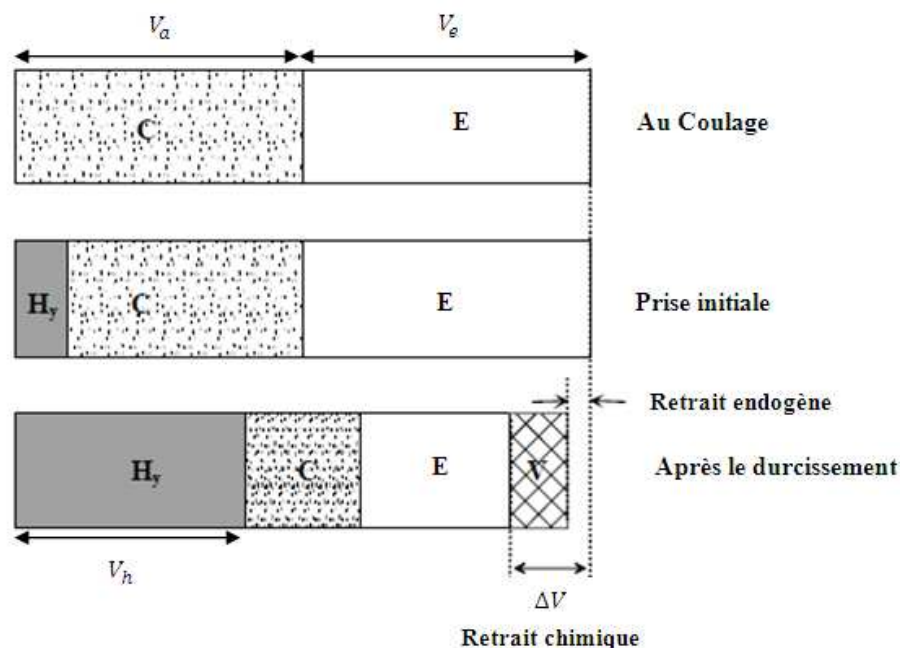


Figure 1-26: Interaction le retrait chimique et endogène dans le sens horizontal [89].

C = ciment non hydraté, E = eau non hydraté, HY = produits d'hydratation, et V = vides générés par hydratation.

Le retrait des différentes phases du clinker a été étudié par Powers [91], comme donné dans le Tableau 1-6. Les résultats montrent qu'à 28 jours le retrait de l'aluminate tricalcique,  $C_3A$  est beaucoup plus élevé que celui du silicate bicalcique  $C_2S$  ainsi que le silicate tricalcique. Le retrait du silicate bicalcique est très proche de celui de l'aluminoferrite tétracalcique  $C_4AF$ .

Tableau 1-6: Retrait chimique des différentes phases du clinker ( $cm^3/g$ ) [91]

Phases	1 jour	3 jours	7 jours	14 jours	28 jours
$C_3S$ (silicate tricalcique)	0.0188	0.0300	0.0336	0.0409	0.0481
$C_2S$ (silicate bicalcique)	0.0110	0.0126	0.0106	0.0140	0.0202
$C_3A$ (aluminate tricalcique)	0.0632	0.0759	0.1133	0.1201	0.1091
$C_4AF$ (Ferroaluminate)	0.019	0.0202	0.0415	0.0352	0.0242

Paulini [92] a également étudié le retrait chimique des phases du ciment Portland ordinaire (OPC) jusqu'à 7 jours et les résultats sont présentés dans la Figure 1-27. En comparant les valeurs dans le Tableau 1-6 et la Figure 1-27, après 7 jours, on observe que le  $C_3A$  présente un retrait plus grand et le  $C_2S$  le retrait le plus petit. Toutefois, les retraits chimiques mesurés pour les deux phases sont significativement différents. La même observation peut être formulée en ce qui concerne les valeurs des autres phases, à savoir le  $C_4AF$  et le  $C_3S$ . La différence dans les résultats peut être attribuée à l'amélioration des techniques d'essai.

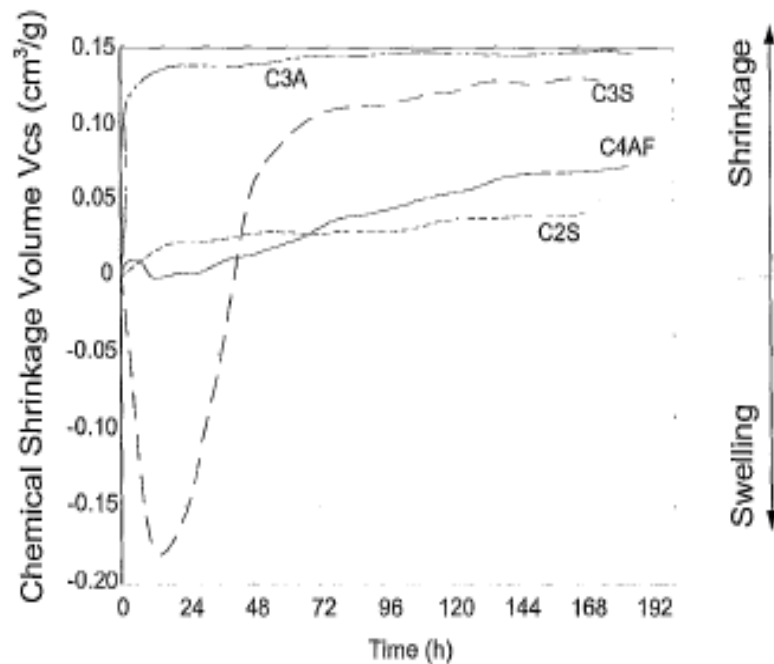


Figure 1-27: Retrait chimie des principales phases du clinker [92].

### 3.2 Retrait d'autodessiccation

En conditions isothermes et en supposant qu'il n'y a pas d'échanges hydriques avec l'extérieur, la poursuite de l'hydratation dans le matériau une fois durci a pour conséquence directe le remplissage de la porosité de la pâte par les hydrates et la diminution de la teneur en eau dans les pores. En raison de l'hétérogénéité de la microstructure, cette diminution du volume absolu devient incompatible avec les déformations mécaniquement admissibles par le squelette solide. Un volume gazeux apparaît alors dans la porosité de la pâte initialement saturée en eau. La création de ces vides fait apparaître des interfaces liquide-gaz (appelées ménisques) dans les pores, ce qui provoque la mise en traction de l'eau et la mise en compression du squelette solide. Il en résulte alors une diminution de la pression de vapeur d'eau en équilibre interne avec la pâte. Ce phénomène, résultat direct de la contraction Le Chatelier est appelé retrait d'autodessiccation. Ce type de retrait est plus intense dans les bétons à fine porosité comme les bétons à hautes performances dans lesquels la taille réduite des pores favorise les dépressions capillaires. Ce type de retrait dépend de plusieurs paramètres dont la composition du matériau et la composante fluage sous une pression quasi-constante dans les pores [93]. Trois principaux mécanismes sont généralement avancés pour lier physiquement l'autodessiccation au retrait obtenu lors du durcissement du matériau cimentaire dans des conditions endogènes :

1. *Le mécanisme de dépression capillaire*, traduisant l'autodessiccation au sein de la porosité capillaire. Il s'appuie sur l'apparition de ménisques à l'interface des phases eau liquide-vapeur au sein de la porosité capillaire. Ces ménisques impliquent une mise en traction de la phase liquide, tendant à rapprocher les parois des pores. L'approche thermodynamique de ces phénomènes fait appel à deux lois, celle de Laplace et de celle de Kelvin qui décrivent respectivement l'équilibre mécanique d'un ménisque soumis, de part et d'autre, à des pressions différentes et l'équilibre thermodynamique eau liquide-vapeur. Au cours de l'hydratation, les hydrates remplissent de plus en plus, les espaces entre les grains de ciment. Ainsi, le rayon moyen des pores capillaires diminue, ce qui conduit à une diminution de l'humidité relative interne donc une autodessiccation de la pâte de ciment et une augmentation de la dépression capillaire. Cette dépression capillaire est compensée par une compression de la phase solide de la pâte, ce qui engendre le retrait.
2. *Le mécanisme de variation de tension superficielle*, correspondant au départ de l'eau adsorbée sur le squelette solide. En effet, la tension superficielle des solides et des liquides est la résultante de la dissymétrie des forces d'attraction que subissent les atomes au voisinage de la surface. La variation de la tension superficielle d'un corps se traduit par une variation dimensionnelle de ce dernier, qui, à volume égal, est beaucoup plus importante dans les matériaux possédant une très grande surface spécifique [94], ce qui est le cas de la pâte de ciment. Dans la pâte, l'adsorption des molécules d'eau sur les surfaces solides provoque une relaxation des tensions superficielles. Par contre, la désorption entraîne une augmentation des tensions superficielles du squelette solide, ce qui cause un retrait.
3. *Le mécanisme de variation de pression de disjonction*, lié à l'autodessiccation au sein des nanopores des gels d'hydrates. Il concerne l'interaction entre deux surfaces solides recouvertes de molécules d'eau adsorbées. À une température donnée, l'épaisseur de la couche d'eau adsorbée dépend de l'humidité relative à partir de laquelle la couche d'eau adsorbée ne peut plus se développer librement. Si on augmente l'humidité relative au-dessus de cette valeur limite, l'adsorption a tendance à séparer ces deux surfaces solides pour augmenter l'épaisseur de la couche adsorbée. Donc les deux surfaces solides subiront une pression appelée la pression de disjonction. La pression de disjonction entre les surfaces solides d'une pâte de ciment atteint sa valeur maximale quand la pâte est saturée. Si l'humidité relative de la pâte diminue, la pression de disjonction diminue aussi et les surfaces solides s'approchent en développant un retrait.

### 3.3 Gonflement

Sous des conditions saturées, il est généralement observé une expansion/gonflement du matériau cimentaire. Dans le cas du gonflement, la formation d'ettringite peut être à l'origine de ce phénomène. On parle alors de gonflement ettringitique. On pense en effet que les pressions de cristallisations associées à la croissance des cristaux d'ettringite peuvent provoquer une extension du volume apparent. Le cas des cristaux portlandite dans le BHP a été décrit par Vernet [88]. Une autre explication possible est celle qui se base sur les observations de Barcelo [95]. Selon l'auteur, les produits externes d'hydratation sont localisés dans un volume occupé précédemment par le fluide dans les pores et le bilan volumique de la réaction donnera une contraction. Par contre, les produits

internes d'hydratation vont occuper un volume fixe qui correspond à celui du ciment anhydre consommé. De ce fait, les nouveaux hydrates qui se forment vont engendrer soit une densification du produit externe soit une expulsion de ce dernier. Bjøntergaard [55], propose le phénomène de réabsorption de l'eau ressuée comme solution au problème de gonflement. Ainsi, l'auteur a montré expérimentalement qu'une pâte avec un ressuage 'naturel' produit un gonflement initial alors qu'il est fortement réduit si cette eau est enlevée. De plus, si de l'eau est ajoutée sur l'échantillon ressué, une expansion plus grande et plus longue est obtenue. Dans le cas où il n'y pas de ressuage externe, l'auteur propose le mécanisme de ressuage interne qui conduit aux mêmes conséquences. Cette dernière hypothèse est à exclure selon Lura [96], étant donné que le ressuage ne fait que changer les propriétés physiques du matériau et le cours de l'hydratation. Il permet ainsi une accélération ou au contraire un retardement, de l'autodessiccation qui éventuellement, surpassera l'expansion [97].

#### 4 Retrait de dessiccation

Le retrait de dessiccation est lié à la différence d'hygrométrie entre le matériau cimentaire et l'environnement extérieur. Les gradients hydriques sont forts au voisinage des surfaces d'échange avec le milieu extérieur et plus faible au centre de l'éprouvette. Cela conduit à un état de contrainte comme illustré sur la Figure 1-28a avec de la traction en superficie et de la compression au cœur (la somme des autocontraintes étant nulle pour l'équilibre global d'une section comme indiqué sur la Figure 1-28). Les tractions en surface peuvent conduire à une fissuration en peau et donc à une relaxation partielle des contraintes (Figure 1-28) [98-99]. Cet effet structural dépend fortement de la géométrie de la pièce et des conditions aux limites.

Grâce à la technique des répliques, consistant à observer une empreinte protégée par un film en plastique insensible au vide du MEB, Pons [104] a observé une microfissuration prononcée sur des éprouvettes, après 400 jours de dessiccation.

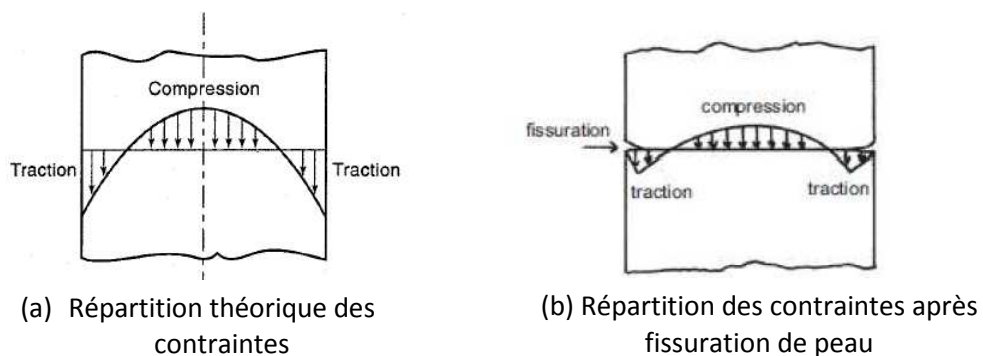


Figure 1-28: Profil des contraintes d'une éprouvette soumise au retrait de dessiccation [100]

L'analyse des résultats expérimentaux obtenus sur différentes formulations de béton [99] montre que trois phases distinctes peuvent être observées lorsque la déformation de retrait de dessiccation est représentée en fonction de la perte en poids relative (Figure 1-29) :

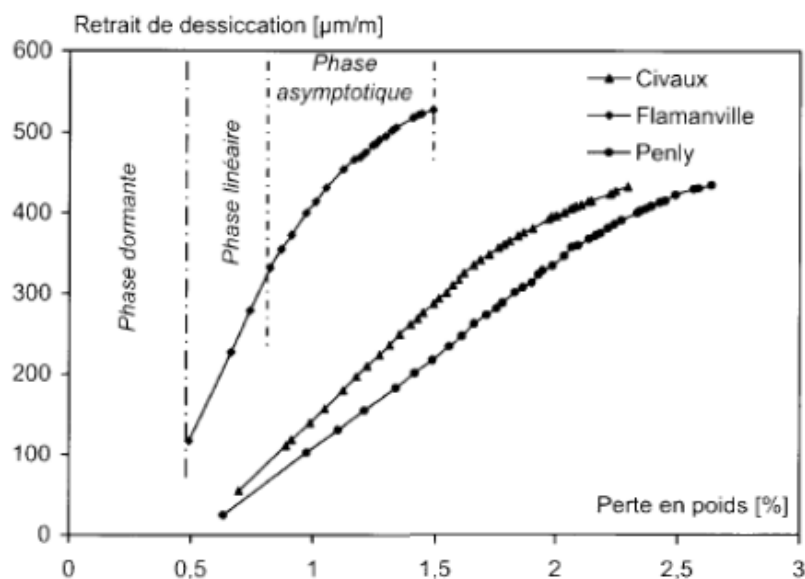


Figure 1-29: Evolution de la déformation du retrait de dessiccation avec la perte en poids pour différents types de béton [103].

- une première phase où le séchage n'induit pas de retrait apparent,
- une deuxième phase où le retrait est proportionnelle à la perte de masse d'eau due à l'évaporation,
- une troisième phase où le retrait devient asymptotique.

## 5 Retrait de carbonatation

Le retrait de carbonatation est le résultat de la carbonatation de la matrice cimentaire par le  $\text{CO}_2$  atmosphérique en présence d'humidité. Les mécanismes physico-chimiques responsables du phénomène de carbonatation sont détaillés plus loin dans la section « Durabilité ». L'effet du retrait de carbonatation est limité sur les couches supérieures de béton, à l'exception des éléments minces. Son amplitude est généralement négligeable par rapport aux autres types de retrait [101]. Les facteurs principaux qui influent sur le retrait de carbonatation sont la perméabilité du béton, sa teneur en portlandite, sa teneur en humidité, son rapport E/C ainsi que le taux de dioxyde de carbone dans l'air et l'humidité relative du milieu extérieur [102].

## 6 Retrait thermique

La dilatation ou l'expansion thermique du béton concerne les changements de volume qui se produisent lorsque le béton est soumis à des variations de température. La dilatation thermique peut provoquer des problèmes lorsque la vitesse de variation de température est grande entraînant ainsi d'importants gradients au-dessus de la section transversale du matériau.

Au jeune âge, la température du béton change en raison de l'hydratation du ciment. En règle générale, la chaleur d'hydratation est d'environ 5 à 8 °C (10-15° F) pour 45 kg de ciment [103]. Ainsi, un mélange de mortier produit une plus grande quantité de chaleur qu'un béton, car il est plus riche en ciment. L'échauffement se produit généralement dans les 12 premières heures tant qu'aucune condition de retard n'intervienne. Après cette première phase d'échauffement, le béton refroidit et



se contacte. Une partie de la déformation est non-élastique, ce qui se traduira par un retrait au jeune âge.

Le gradient résultant de températures non uniformes provoque des déformations différentielles et peut entraîner des fissures. Pendant les premiers temps, la différence de température au sein d'un échantillon de béton provoque des déformations thermiques de sorte que la surface extérieure aura une température différente (en raison de l'échange environnemental) de la température du cœur. Le gradient se développe lorsque la température d'équilibre ne peut être atteinte, ce qui produit ainsi des déformations et des risques de fissuration. Le risque devient encore plus important dans les structures massives en béton (c'est-à-dire  $> 1$  mètre d'épaisseur), car il faut beaucoup plus de temps pour obtenir un équilibre de température. Par ailleurs, des dilatations thermiques peuvent aussi être un problème si le béton est empêché de se déformer de quelque manière que ce soit, et s'il n'y a pas de place pour produire le changement de volume, comme une grande dalle retenue sans joint.

Chaque béton a un coefficient de dilatation thermique, qui est en fonction des propriétés des matériaux (telles que la nature des granulats et le rapport E/C). Pendant les premiers âges, le coefficient de dilatation thermique varie très rapidement, à l'image de la résistance du béton. Hedlund (1996), en Suède, a fourni des mesures de coefficients de dilatation thermique du béton au jeune âge en fonction du temps. Ces résultats ont été complétés par les travaux de Weigler et Alexanderson [104], qui ont fourni des valeurs encore plus élevées dans les premières heures. Le coefficient de dilatation thermique atteint son asymptote après 24 heures. Les valeurs typiques obtenues sur un béton mature sont de 6 à 12  $\mu\epsilon/^{\circ}\text{C}$ .

## 7 Principaux modèles prédictifs des déformations dues au retrait

Il existe dans la littérature plusieurs modèles pour prédire le retrait dans un béton. Parmi ces modèles on peut citer : les modèles de American Concrete Institute (ACI-209 (1992)), le modèle de ZP Bazant et le modèle de S. Baweja (B3 (2000)), le modèle de Gardner et Lockman (GL (2000)), le modèle du Comité Béton Euro-International et la Fédération internationale pour la modélisation de la précontrainte (CEB-FIP (1990)), le code espagnol pour la modélisation de la structure de béton (EHE), le modèle de l'Eurocode (2004), et le modèle JSCE de la Société japonaise (JSCE (2002)). Ces modèles souvent de nature empirique développés à partir de données expérimentales ont été intégrés dans divers codes et normes, à l'exception des modèles B3 et GL2000. Nous développons dans ce qui suit les principaux modèles existants.

### 7.1 Le modèle de l'ACI - 209

Le modèle de retrait selon l'ACI - 209R - 92 correspond à une fonction hyperbolique du temps multipliée par une série de facteurs de correction qui tiennent compte de l'humidité relative, de la méthode de cure, de la taille de l'échantillon, de la valeur de l'affaissement, du type de ciment, et de la teneur en air dans le mélange. Ce modèle est le seul modèle qui tient compte de la valeur de l'affaissement et ne considère pas la résistance à la compression du béton. Par conséquent, la donnée de l'affaissement doit être connue. Des études ont montré une bonne corrélation entre les prédictions faites par ce modèle et les mesures expérimentales pour des bétons de 45 MPa de résistance à la compression [105]. En revanche, les prédictions sont moins bien pour des bétons à hautes performances ce qui limite son domaine d'application. Pour 100 % d'humidité relative, ce

modèle ne prédit pas de variation de volume, ce qui est en contradiction avec les résultats de la littérature. Néanmoins, un avantage majeur de ce modèle est sa simplicité et sa facilité d'utilisation. Le modèle de l'ACI est décrit comme suit :

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{shu} \cdot F_t \cdot F_H \cdot F_{th} \cdot F_s \cdot F_f \cdot F_a \cdot F_c \quad [\text{Eq. 1-9}]$$

$\varepsilon_{shu} = 0.00080$  pour une cure humide de béton et  $0.00073$  pour une cure à la vapeur de béton

$$F_t = \frac{t-t_0}{k+(t-t_0)} \quad [\text{Eq. 1-10}]$$

$k = \{35 \text{ pour } t \geq 7 \text{ jours}, 55 \text{ pour } 3 \leq t \leq 5 \text{ jours}\}$

$F_H = \{1.4 - 0.01 H \text{ pour } 40\% \leq H \leq 80\% \text{ et } 3 - 0.03 H \text{ pour } 80\% \leq H \leq 100\%\}$

$$F_{th} = 1.2e^{-0.00472 \cdot (\frac{V}{S})} \quad [\text{Eq. 1-11}]$$

$$F_s = 0.89 + 0.0016 s \quad [\text{Eq. 1-12}]$$

$$F_f = \{0.0014\varphi + 0.3 \text{ pour } \varphi \leq 50\%, 0.002\varphi + 0.9 \text{ pour } \varphi > 50\%\} \quad [\text{Eq. 1-13}]$$

$$F_a = 0.0082\alpha + 0.9486 \quad [\text{Eq. 1-14}]$$

$$F_c = 0.0007c + 0.719 \quad [\text{Eq. 1-15}]$$

où  $\varepsilon_s(t, t_0)$  est la déformation de retrait ( $\mu\text{m}/\text{m}$ ),  $t$  le temps à laquelle la déformation est calculée (jours),  $t_0$  le temps où le retrait commence (jours),  $\varepsilon_{shu}$  la déformation de retrait ultime pour un temps infini ( $\mu\text{m}/\text{m}$ ),  $F_t$  le facteur dépendant du temps,  $H$  l'humidité relative en pourcentage,  $F_H$  le facteur correction de l'humidité relatif,  $V/S$  est le rapport de volume sur la surface (rnrn),  $F_{th}$  le facteur de correction de la forme et de la taille,  $s$  la valeur de l'affaissement (mm),  $F_s$  le facteur de correction de l'affaissement,  $\varphi$  le pourcentage des granulats fins,  $F_f$  la facteur de correction des fines,  $\alpha$  le pourcentage de la teneur en air,  $F_a$  le facteur de correction de la teneur en air,  $c$  la teneur en ciment en  $\text{kg}/\text{m}^3$ , et  $F_c$  le facteur de correction de la teneur en ciment.

## 7.2 Le modèle B3

Le modèle B3 est un modèle développé par l'Université Northwestern (Bazant et Baweja, 2000). Ce modèle est l'un des rares modèles qui prédisent un gonflement pour une humidité relative élevée. Pour une humidité relative inférieure à 98.45%, le système subit un retrait. Pour des valeurs supérieures à 98.45%, l'échantillon subit un gonflement. Cependant, ce modèle nécessite des calculs mathématiques plus complexes et plus de données d'entrée comme indiqué ci-dessous. Ce modèle n'est uniquement applicable qu'aux bétons de ciment portland dans les conditions suivantes :

- 1)  $0.35 \leq w/c \leq 0.85$
- 2)  $2.5 \leq a/c \leq 13.5$
- 3)  $17 \text{ MPa} \leq f_c \leq 70 \text{ MPa}$
- 4)  $160 \text{ kg}/\text{m}^3 \leq c \leq 720 \text{ kg}/\text{m}^3$

La moyenne de déformation de retrait dans la section transversale du béton est calculée par l'intermédiaire des équations suivantes [106] :

$$\varepsilon_{sh}(t, t_0) = \varepsilon_{sh\infty} \cdot k_h \cdot S(t) \quad [\text{Eq. 1-16}]$$

$$S(t) = \tanh \sqrt{\frac{t-t_0}{\tau_{sh}}} \quad [\text{Eq. 1-17}]$$

$$\tau_{sh} = k_t \cdot (k_s \cdot 2 \cdot \frac{V}{S})^2 \quad [\text{Eq. 1-18}]$$

$$k_t = 8.5 t_0^{-0.08} f_c^{-1/4} \frac{\text{jours}}{\text{cm}^2} \quad [\text{Eq. 1-19}]$$

$$k_h = (1 - h^3) \text{ pour } h \leq 0.98, \\ = -0.2 \text{ pour } h = 1 \text{ (gonflement dans leau)}$$

interpolation linéaire pour  $0.98 \leq h \leq 1$

$k_s$ :

1 pour une dalle infinie,

1.15 pour un cylindre infini,

1.25 pour un prisme infini,

1.3 pour une sphère

et 1.55 pour un cube.

$$\varepsilon_{S\infty} = a_1 \cdot a_2 \cdot \left[ \frac{1.9}{100} W^{2.1} f_c^{-0.28} + 270 \right] \cdot 10^{-6} \quad [\text{Eq. 1-20}]$$

$\alpha_1 = 1.00$  pour le ciment de type I

= 0.85 pour le ciment de type II et 1.10 pour le ciment de type III

$\alpha_2 = 0.75$  pour une cure à la vapeur, 1.20 pour une cure endogène ou normale dans l'air avec une protection initiale contre le séchage et 1.00 pour le durcissement dans l'eau ou à 100% d'humidité relative.

$$\varepsilon_{sh\infty} = \varepsilon_{S\infty} \frac{E(607)}{E(t_0 + \tau_{sh})} \quad [\text{Eq. 1-21}]$$

$$E(t) = E(28) \left( \frac{t}{4 + 0.85t} \right)^{1/2} \quad [\text{Eq. 1-22}]$$

En substituant les équations 1-16 à 1-22, l'expression suivante est obtenue:

$$\varepsilon_{sh}(t, t_0) = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \left[ \frac{1.9}{100} W^{2.1} f_c^{-0.28} + 270 \right] \frac{\left( \frac{607}{520} \right)^{\frac{1}{2}}}{\left( \frac{t_0 - \tau_{sh}}{4 + 0.85(t_0 - \tau_{sh})} \right)^{\frac{1}{2}}} (1 - h^3) \tanh \sqrt{\frac{t - t_0}{0.085 t_0^{-0.08} f_c^{-1/4} \cdot (k_s \cdot 2 \cdot \frac{V}{S})^2}} \cdot 10^{-6} \quad [\text{Eq. 1-23}]$$

où  $\varepsilon_{sh}(t, t_0)$  est la déformation de retrait (m/m),  $t$  est le temps à laquelle la déformation est calculée (jours),  $t_0$  le temps où le retrait commence (en jours),  $w$  la teneur en eau ( $\text{kg/m}^3$ ),  $w/c$  le rapport eau sur ciment,  $a/c$  le rapport des fines sur ciment en masse,  $\bar{f}_c$  la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours (MPa),  $c$  la teneur en ciment en  $\text{kg/m}^3$ ,  $S(t)$  le facteur de correction de temps,  $k_h$  le facteur de correction de l'humidité,  $k_s$  le facteur de correction de la taille,  $V/S$  le rapport de volume sur la surface (mm),  $\alpha_1$  le facteur de correction lié au type de ciment,  $\alpha_2$  le facteur de correction lié au procédé de durcissement,  $\tau_{sh}$  le retrait à mi-temps (jours),  $\varepsilon_{S\infty}$  le facteur lié à la résistance à la compression, au type de ciment et au procédé de durcissement, et  $\varepsilon_{sh\infty}$  le retrait ultime dépendant du temps.

### 7.3 Le modèle de l'Eurocode 2

L'Eurocode 2 propose un modèle de retrait prenant en compte différents paramètres: l'humidité relative, la forme et la taille du spécimen ainsi que la résistance à la compression du béton. Ce modèle est largement adopté en Europe et devrait remplacer le BS8110 ainsi que d'autres normes européennes locales. La déformation totale de retrait dans la section de béton est donnée selon l'équation suivante:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad [\text{Eq. 1-24}]$$

$\varepsilon_{cd}$  : Retrait de dessiccation évolue en fonction du temps :

$$\varepsilon_{cd(t)} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot \varepsilon_{cd0} \cdot k_h \quad [\text{Eq. 1-25}]$$

$k_h$  : Coefficient dépendant du rayon moyen  $h_0$  (Tableau 1-8)

$\varepsilon_{cd0}$  : Retrait de dessiccation non gêné (Tableau 1-7)

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \quad [\text{Eq. 1-26}]$$

$t$  est l'âge du béton à l'instant considéré, en jours  $t_s$  est l'âge du béton (jours) au début du retrait de dessiccation (en général à la fin de la cure).  $h_0$  est le rayon moyen (mm) de la section transversale =  $2A_c/u$  avec :  $A_c$  aire de la section du béton  $u$  périmètre de la partie de la section exposée à la dessiccation.

Tableau 1-7: Valeurs nominales du retrait de dessiccation non gêné  $\varepsilon_{cd0}$  (en ‰) pour le béton avec des ciments CEM de classe N

$f_{ck}/f_{ck, cube}$ (MPa)	Humidité Relative (en %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0, 58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Tableau 1-8: Valeurs de  $k_h$

$h_0$	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

$\varepsilon_{ca}$  : Retrait endogène évolue en fonction du temps :

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad [\text{Eq. 1-27}]$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad [\text{Eq. 1-28}]$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) \quad [\text{Eq. 1-29}]$$

t étant exprimé en jours.

#### 7.4 Le modèle JSCE 2002

Le modèle JSCE a été développé par la Société japonaise pour le génie civil en 2002. Ce modèle est un modèle qui prend en compte le retrait endogène. Les principaux paramètres pris en compte dans sont la teneur en eau, le rapport volume sur surface de l'échantillon ou de l'élément en béton, l'humidité relative, le type de béton, et la résistance à la compression du béton. Le retrait total selon le modèle JSCE 2003 est la somme du retrait de séchage et du retrait endogène.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{ds}(t, t_0) + \varepsilon_{as}(t, t_0) \quad [\text{Eq. 1-30}]$$

Avec  $\varepsilon_{ds}(t, t_0)$  la déformation moyenne de séchage dans la section transversale du béton calculé selon le modèle JSCE 2002 par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{ds}(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{ds\infty} \cdot (t - t_0)}{\beta + (t - t_0)} \quad [\text{Eq. 1-31}]$$

$$\beta = \frac{4W\sqrt{V/S}}{100 + 0.7t_0} \quad [\text{Eq. 1-32}]$$

$$\varepsilon_{ds\infty} = \frac{\varepsilon_{dsp}}{1 + \eta \cdot t_0} \quad [\text{Eq. 1-33}]$$

$$\varepsilon_{dsp} = \frac{\alpha \left(1 - \frac{RH}{100}\right) W}{1 + 150 \exp\left(-\frac{500}{f_c(28)}\right)} \quad [\text{Eq. 1-34}]$$

$$\eta = 10^{-4} \{15 \exp(0.007 f_c(28)) + 0.25W\} \quad [\text{Eq. 1-35}]$$

$\alpha = 11$  pour chaleur de ciment normale ou faible, 15 pour une grande résistance du béton au jeune âge. [Eq. 1-36]

En substituant les équations. 1-31 à 1-36, l'expression suivante est obtenue:

$$\varepsilon_{ds}(t, t_0) = \frac{\frac{\alpha \left(1 - \frac{RH}{100}\right) W}{1 + 150 \exp\left(-\frac{500}{f_c(28)}\right)}}{1 + 10^{-4} \{15 \exp(0.007 f_c(28)) + 0.25W\} \cdot t_0} \cdot \frac{4W\sqrt{V/S}}{100 + 0.7t_0} \cdot (t - t_0) \quad [\text{Eq. 1-37}]$$

La déformation moyenne de retrait endogène dans la section transversale du béton est calculée selon le modèle JSCE 2002 par les équations suivantes :

$$\varepsilon_{as}(t, t_0) = \varepsilon_{as}(t) + \varepsilon_{as}(t_0) \quad [\text{Eq. 1-38}]$$

$$\varepsilon_{as}(t) = \gamma \varepsilon_{as\infty} [1 - \exp\{-a(t - t_s)^b\}] \quad [\text{Eq. 1-39}]$$

$$\varepsilon'_{as\infty} = 3070 e^{-7.2 \frac{W}{c}} \quad [\text{Eq. 1-40}]$$

Tableau 1-9: Les valeurs de a et b en fonction de w/c

w/c	a	b
0.2	1.2	0.4
0.23	1.5	0,4
0.3	0.6	0.5
0.4	0.1	0.7
0.5	0.03	0.8
1	0.03	0.8

En substituant les équations. 1-32 à 1-38, l'expression suivante est obtenue:

$$\varepsilon'_{ds}(t, t_0) = 3070e^{-7.2\frac{w}{c}}[1 - \exp\{-a(t - t_s)^b\}] - \varepsilon'_{ds}(t_0) \quad [\text{Eq. 1-41}]$$

Où  $\varepsilon'_{cs}(t, t_0)$  est la déformation totale de retrait de l'âge  $t_0$  à  $t$  ( $\cdot 10^{-6}$ ),  $\varepsilon'_{ds}(t, t_0)$  la déformation de retrait de séchage de l'âge  $t_0$  à  $t$  ( $\cdot 10^{-6}$ ) (m/m),  $\varepsilon'_{ds\infty}$  la déformation de retrait de séchage au temps infini ( $\cdot 10^{-6}$ ) (m/m),  $\varepsilon'_{as}(t, t_0)$  la déformation de retrait endogène de  $t_0$  à  $t$  ( $\cdot 10^{-6}$ ) (m/m),  $\beta$  le facteur de correction de temps,  $w$  la teneur en eau (en kg/m<sup>3</sup>) pour des valeurs de 130 kg/m<sup>3</sup> à 230 kg/m<sup>3</sup>, le rapport de volume sur la surface  $V/S$  (mm), l'humidité relative  $RH$  en pourcent pour des valeurs allant de 40 % à 90%,  $f_c$  (28), la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours (MPa), un facteur de correction du type de ciment,  $w/c$  le rapport eau-ciment,  $\varepsilon'_{as\infty}$  la déformation de retrait endogène pour un temps infini ( $\cdot 10^{-6}$ ) (m/m),  $t_s$  est le temps de prise pour le retrait endogène,  $\gamma$  le facteur de type de ciment pour le retrait endogène,  $a$  et  $b$  les coefficients représentant la caractéristique d'avancement du retrait endogène.

## 7.5 Synthèse des modèles et critiques

Le Tableau 1-10 résume les paramètres pris en compte dans les différents modèles décrits précédemment pour la prédiction quantitative des déformations dues au retrait. Les sept modèles prennent en compte plusieurs paramètres dont : le rapport volume sur la surface de l'échantillon, l'humidité relative et le temps de début de séchage. À l'exception de l'ACI - 209, ils prennent en compte la résistance à la compression.

En outre, ces six modèles sont fonction du type de ciment, alors que l'ACI-209 considère la teneur en ciment, la teneur en air, et la teneur en granulats fins. Les conditions de cure sont également prises en compte dans l'ACI - 209 et B3.

Le modèle JSCE 2002 est le seul modèle qui tient compte du rapport e/c. Ces différences induisent naturellement des différences dans les résultats des prédictions et n'aboutissent pas aux mêmes conclusions.

Plusieurs auteurs ont comparé les résultats des différents modèles à des résultats expérimentaux et ont abouti à des évaluations et un classement de ces modèles comme le montre le tableau suivant. Ces classements paraissent parfois contradictoires. Néanmoins, le modèle B3 paraît le plus pertinent probablement dû à ses fondements plus théoriques. Tout cela montre que le phénomène de retrait est un phénomène très complexe impliquant de nombreux paramètres difficile à représenter en utilisant une relation mathématique simple.

Tableau 1-10: Synthèse des paramètres utilisés dans les modèles de prédiction de retrait

Les facteurs	ACI 209	B3	GL 2000	CEB- FIP 1990	EHE MODEL	EC2	JSCE 2002
Rapport de V/S	x	x	x	x	x	x	x
Forme/Dimension de l'échantillon							
Humidité relative	x	x	x	x	x	x	x
Fc (28 jours)		x	x	x	x	x	x
Temps de début de séchage	x	x	x	x	x	x	x
Conditions de cure (vapeur, eau)	x	x					
Types de ciments		x	x	x		x	x
Teneur en ciments	x						
Teneur en eau		x					x
Rapport de (e/c)							x
Valeur de l'affaissement	x						
Teneur en air	x						
Teneur en granulats fines	x						

Tableau 1-11: Classement des modèles de retrait

Modèles de retraits	ACI 209	B3	GL 2000	CEB-FIP 1990	EHE MODEL	EC2
Bazant and Baweja (2000)	3	1		2		
Al-Manaseer and Lam (2005)	3	2	1	4		
Gardner (2005)	3	2	1	4		
McDonald and Roper (1993)	1	2		3		
G6mezand Landsberger (2007)	1	2	4	3	5	
Kiang (2006)	5	1	3	2		4

## 7.6 Les modèles de calcul du retrait relatifs aux BAP

Les modèles développés dans la section précédente s'appliquent aux bétons ordinaires. Afin de prédire le retrait des BAP, quelques auteurs les ont plus ou moins modifiés en prenant en compte les

spécificités des BAP. Le Tableau 1-12 résume les principaux modèles de retrait de la littérature appliqués aux BAP.

Tableau 1-12: Les modèles de retrait pour le BAP [107]

Références	Modèle modifié pour la prédiction de retrait	Modèle d'origine																				
Poppe and De Schutter (2005)	$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \left[ \frac{160}{1 - \alpha(\frac{e}{c})} + 10\beta_{sc} \left( 9 - \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \times \left\{ -1.55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \right\}$ $\times \left[ \frac{(t - t_s)/t_1}{45.5(\frac{h}{h_0})^2 + (t - t_s)/t_1} \right]^\gamma$	CEB-FIP (1990)																				
Larson (2006)	Pour les échantillons prismatiques : $(\varepsilon_{sh})_t = \frac{t}{20+t} \times 550 \times 10^{-6}$ , Pour les échantillons cylindriques : $(\varepsilon_{sh})_t = \frac{t}{20 + t} \times 600 \times 10^{-6}$ ,	ACI 209R (1997)																				
Cordoba (2007)	$(\varepsilon_{sh})_t = \frac{t^\alpha}{f + t^\alpha} (\varepsilon_{sh})_u$ <p>coefficient de correction de retrait</p> <table><thead><tr><th>Mélanges</th><th><math>\alpha</math></th><th><math>f(d)</math></th><th><math>(\varepsilon_{sh})_u</math></th></tr></thead><tbody><tr><td>KM</td><td>0.75</td><td>56.9</td><td>847.1</td></tr><tr><td>KH</td><td>0.66</td><td>23.3</td><td>1033.8</td></tr><tr><td>Régulière</td><td>0.71</td><td>29.7</td><td>990</td></tr><tr><td>Valeur normale</td><td>0.94-1.10</td><td>20-130</td><td>415µm-1070µm</td></tr></tbody></table>	Mélanges	$\alpha$	$f(d)$	$(\varepsilon_{sh})_u$	KM	0.75	56.9	847.1	KH	0.66	23.3	1033.8	Régulière	0.71	29.7	990	Valeur normale	0.94-1.10	20-130	415µm-1070µm	ACI 209R (1997)
Mélanges	$\alpha$	$f(d)$	$(\varepsilon_{sh})_u$																			
KM	0.75	56.9	847.1																			
KH	0.66	23.3	1033.8																			
Régulière	0.71	29.7	990																			
Valeur normale	0.94-1.10	20-130	415µm-1070µm																			
Khayat and Long (2010)	$\varepsilon_{sh} = -k_s k_h \left( \frac{t}{5 + t} \right) (0.56 \times 10^3) \times A(cure\ en\ vapeur)$ $k_s = \left[ \frac{\frac{t}{26e^{0.0142(\frac{v}{s})} + t}}{\frac{t}{45+t}} \right] \left[ \frac{1064 - 3.70(\frac{v}{s})}{923} \right]$ <p>où A est le facteur de ciment, 0,918 pour le ciment de type MS et 1.065 pour le ciment de type HE + 20% de cendres volantes</p>	AASHTO (2004)																				

$\varepsilon_{sh}$  est la déformation de retrait,  $\beta_{sc}$  est un coefficient qui dépend du type de ciment ( $\beta_{sc} = 4$  pour les ciments à prise lente, 5 pour les ciments à prise normale ou rapide, et 8 pour les ciment à prise rapide et à haute résistance),  $f_{cm}$  est la résistance à la compression moyenne de béton à 28 jours (MPa),  $f_{cm0} = 10$  MPa, RH est l'humidité relative de l'environnement ambiant en pourcent,  $RH_0 = 100\%$ , h est la taille théorique de l'élément (mm),  $h_0 = 100$  mm,  $t_1 = 1$  et  $\gamma = -2.5$  (c/p) 2,6, et  $\alpha$  est la



constante empirique,  $\alpha = 4.1 (c/p)^{-1.8}$ ;  $v/s$  est le rapport de volume sur surface,  $(\varepsilon_{sh})_u$  est la déformation de retrait ultime, et  $f$  est la constante en fonction de la durée de durcissement.

Aslani et al [107] ont également proposé un modèle pour les BAP à résistance normale et les BAP à hautes résistances, en modifiant le modèle de retrait de la JSCE. Ce modèle est décrit en annexe C.

## ***Partie III. Durabilité et propriétés de transport***

### **1 Introduction**

La durabilité d'un ouvrage en béton est très souvent liée à la capacité de son béton à empêcher les agents agressifs de pénétrer dans sa porosité. L'aptitude des bétons à résister à l'intrusion de ces agents est caractérisée par deux grandeurs physiques : la perméabilité et la diffusivité. Ces deux paramètres sont considérés comme des « indicateurs de la durabilité ». La perméabilité et la diffusivité correspondent à deux mécanismes bien distincts de transport de matière : la perméabilité décrit un écoulement (d'eau ou de gaz par exemple) qui se produit sous gradient de pression, elle dépend de la taille des espaces poreux dans lesquels s'écoule le fluide ainsi que de leur interconnexion. La diffusivité est relative au déplacement d'une espèce chimique à l'échelle moléculaire sous l'effet d'un gradient de concentration. Elle ne dépend pas de la taille des pores mais de leur interconnexion [108]. Les transferts dans la structure en béton durci s'établissent par l'intermédiaire :

- D'un réseau poreux, qui apparaît normalement dans la structuration de la pâte au cours de son hydratation.
- D'un réseau des fissures qui résulte lui-même du fonctionnement normal de certaines structures en béton armé (dalles, poutres) et éventuellement de diverses causes accidentelles. Dans ce cas, l'augmentation de la capacité de pénétration de ces agents dans le béton entraîne une détérioration plus rapide de sa durabilité. Cette écriture s'exprime par la chaîne suivante:

Dans le cas des bétons armés, la corrosion des armatures est la principale dégradation menaçant la durabilité des structures. Deux phénomènes sont généralement à l'origine de la corrosion : la diffusion des chlorures à travers le béton d'enrobage ou sa carbonatation par le CO<sub>2</sub> atmosphérique. Dans cette partie du manuscrit, nous nous intéressons à la diffusion des chlorures et la perméabilité au gaz ainsi qu'au phénomène de carbonatation.

## **2 Caractéristiques des milieux poreux et grandeurs associées**

### **2.1 Définition**

Pour sa représentation thermodynamique, on divise le milieu poreux en trois phases : Solide, liquide et gazeuse. Dans le cas du béton durci, la matrice représente la phase solide. Les pores remplis d'air ou d'eau représentent les phases gazeuses ou liquides respectivement. Ces pores peuvent être connectés entre eux ou non comme illustré dans la Figure (1-30). La porosité des matériaux cimentaires s'étale sur un vaste intervalle de tailles de pores de quelques Angströms à quelques millimètres.

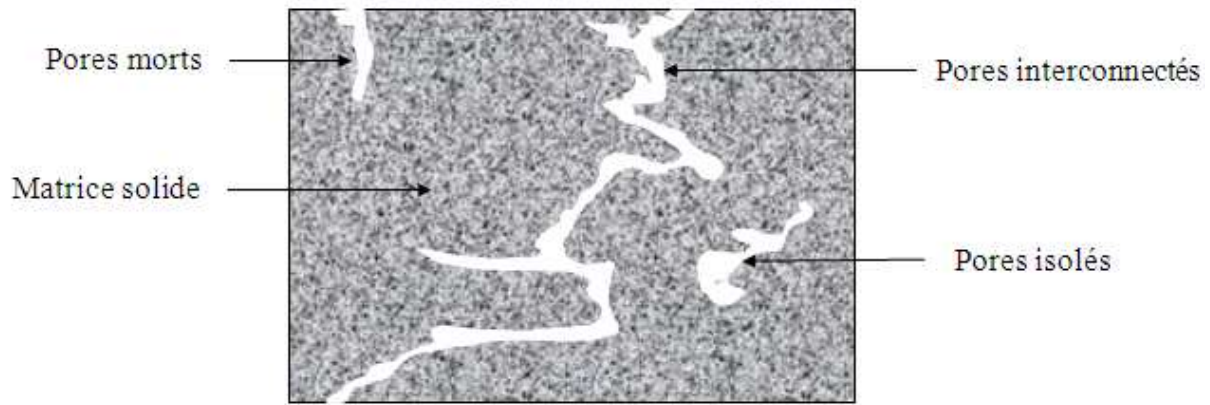


Figure 1-30: Représentation schématique d'un solide poreux.

## 2.2 Caractérisation d'un milieu poreux

Dans cette section nous allons décrire les différents paramètres d'état pour caractériser un milieu poreux.

### 2.2.1 La porosité

La porosité est définie par le rapport entre le volume de pores ( $V_p$ ) et le volume total ( $V_t$ ) de matériau.

$$\varphi = \frac{V_p}{V_t} \quad [\text{Eq. 1-42}]$$

D'après la Figure (1-30), on constate trois groupes de pores :

- Les pores interconnectés qui forment un espace continu dans le milieu poreux et participent au transport de matière à travers le matériau.
- Les pores aveugles ou bras morts qui sont connectés uniquement par une voie. Ils peuvent donc être accessibles à un fluide extérieur mais ne participent pas au transport.
- Les pores isolés qui ne communiquent pas avec le milieu extérieur. On définit aussi l'indice des vides par le rapport du volume des vides ( $V_{vide}$ ) sur le volume de solide ( $V_s$ ).

$$e = \frac{V_{vide}}{V_s} = \frac{\varphi}{\varphi - 1} \quad [\text{Eq. 1-43}]$$

La porosité est une propriété volumétrique représentant le volume des pores qui ne sont pas nécessairement interconnectés, alors que la perméabilité est une propriété d'écoulement qui caractérise l'aptitude d'un matériau poreux à se laisser traverser par un fluide (Figure 1-31).

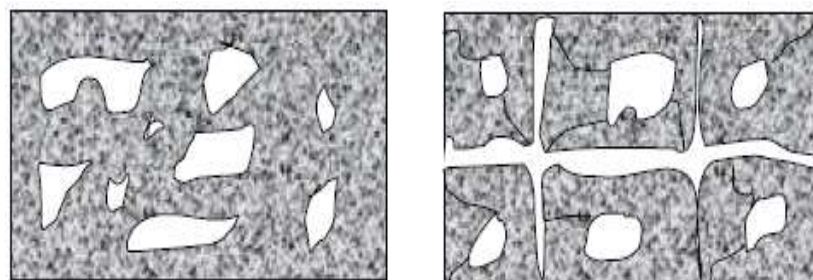


Figure 1-31: Matériau poreux, imperméable (a); Matériau poreux, perméable (b).

### 2.2.2 La teneur en eau

La teneur en eau volumique peut s'écrire comme suit :

$$\varphi_l = \frac{V_l}{V_t} \quad [\text{Eq. 1-44}]$$

La teneur en eau ou en vapeur d'eau massique ou pondérale (%) s'exprime par l'équation suivante :

$$W_{l,v} = \frac{m_{l,v}}{m_s} \times 100 \quad [\text{Eq. 1-45}]$$

Les paramètres précédemment définis sont des caractéristiques macroscopiques du milieu poreux, mais ces paramètres sont limités pour expliquer les phénomènes physiques et certains résultats expérimentaux. C'est la raison pour laquelle on définit des caractéristiques microscopiques du milieu poreux comme la tortuosité et la connectivité, qui viennent en supplément de la formulation macroscopique.

### 2.2.3 La tortuosité et la connectivité

La tortuosité  $\tau$ , est généralement définie par le rapport entre la distance parcourue par le fluide  $L_e$  et la distance effective du déplacement  $L$ . Elle est aussi définie par certains auteurs par le carré de ce rapport. Cette dernière définition est celle proposée par Carman [109].

$$\tau = \left(\frac{L_e}{L}\right)^2 \quad [\text{Eq. 1-46}]$$

Avec :

$L_e$  : Longueur effective du déplacement du fluide, c'est à dire la longueur moyenne des lignes de courant du fluide.

$L$  : Distance parcourue par le fluide, c'est à dire la longueur de l'échantillon poreux dans la direction de l'écoulement.

La connectivité est définie par la relation suivante :

$$C = b - n + 1 \quad [\text{Eq. 1-47}]$$

Avec :  $b$  : Nombre de branches (ou d'orifices d'une cavité), et  $n$  : Nombre de nœuds (ou de cavité).

## 3 Diffusion

La diffusion désigne le processus de transport d'un constituant dans un milieu donné sous l'effet de son agitation aléatoire à l'échelle moléculaire. S'il existe des différences de concentration entre deux points du milieu, ce phénomène engendre un transport global du constituant considéré, orienté de la zone la plus concentrée vers la zone la moins concentrée, [108]. Les transports par diffusion peuvent intervenir sous deux formes : en phase liquide ou en phase gazeuse.

La diffusion en phase liquide concerne notamment la diffusion des chlorures dans le béton. Deux paramètres sont essentiels pour décrire ce phénomène. Le premier est le coefficient de diffusion des chlorures qui caractérise leur mobilité. Il est d'une grande importance pour estimer le taux de pénétration des chlorures. Le deuxième paramètre est relatif aux isothermes de fixation des chlorures dans le cas de matériaux cimentaires.

La diffusion en phase gazeuse concerne notamment la dessiccation d'un béton déjà partiellement séché (transfert de vapeur d'eau), ainsi que la pénétration de gaz agressifs pour le béton ou pour ses

armatures tels que le dioxyde de carbone ou l'oxygène [108]. A noter que, le transport de gaz dans les bétons ne se produit généralement pas par écoulement (sous l'effet de différence de pression), mais plutôt par diffusion dans l'air contenu dans les pores ou les fissures du matériau.

### 3.1 Description phénoménologique de la pénétration des chlorures

La pénétration des chlorures nécessite la présence d'une phase liquide. En milieu saturé, ou partiellement saturé mais avec interconnexion de la phase liquide du béton poreux, les ions chlorures pénètrent dans le béton par diffusion. La diffusion résulte de l'agitation aléatoire d'espèces soumises à un gradient de potentiel chimique. Pour les parements soumis à des cycles d'humidification et de séchage (zone de marnage ou sels de déverglaçage), les chlorures pénètrent tout d'abord par absorption capillaire et migrent avec la phase liquide par convection dans la zone concernée. Leur progression se fait ensuite par diffusion dans la partie à saturation constante.

### 3.2 Détermination du coefficient de diffusion sous champ électrique

Le processus de diffusion reste un processus lent pour lequel l'essai de diffusion et l'essai d'immersion ne sont pas satisfaisants surtout pour un béton au jeune âge qui voit sa microstructure évoluer pendant la durée de l'essai). Des essais de migrations ont été développés afin d'accélérer le transport des chlorures. Il s'agit d'appliquer une différence de potentiel de part et d'autre de l'échantillon de béton par l'intermédiaire d'électrodes. Sous l'influence du champ électrique créé, le mouvement des chlorures, ainsi que celui des autres espèces ioniques, est accéléré vers l'électrode de signe opposé.

### 3.3 Ions chlore dans les matériaux cimentaires

Les chlorures dans un matériau cimentaire peuvent se trouver sous plusieurs formes : libres en solution, physiquement liés à la matrice, chimiquement liés et éventuellement cristallisés.

#### 3.3.1 Chlorures libres

Ces ions sont capables de se déplacer dans la phase liquide sous gradient de concentration, tout comme la vapeur dans l'air. Leur mouvement dans un milieu poreux non saturé sera intimement lié à celui de la phase liquide. En particulier, la disparition de la continuité de la phase liquide (annulation de la perméabilité au liquide), sera également un seuil de transfert pour les ions qui resteront prisonniers dans les îlots. Les chlorures libres sont considérés comme les principaux acteurs dans les processus de corrosion des armatures.

#### 3.3.2 Chlorures liés

Les chlorures se fixent à la matrice cimentaire soit physiquement par adsorption sur les gels de C-S-H soit chimiquement par réaction chimique avec les phases aluminates. Plusieurs facteurs peuvent influencer cette fixation [110-111-112] :

- La concentration en chlorures libres : plus la concentration en chlorures dans la solution des pores est élevée, plus la fixation des chlorures est importante.
- La quantité de liant : la quantité de chlorures fixée est fonction de la quantité de liant.
- La surface spécifique : plus la surface spécifique du ciment est grande, plus le nombre de sites de fixation est grand.
- La température : l'élévation en température tend à diminuer la fixation des chlorures.

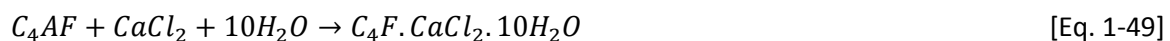
- La présence d'autres espèces ioniques : particulièrement les hydroxydes et les alcalins. L'augmentation du pH diminue la fixation des chlorures. De plus, la quantité de chlorures fixée est différente selon le type des cations associés aux chlorures.

#### Fixation des chlorures dans les gels de C-S-H

Les chlorures se fixent sur les gels de C-S-H par adsorption et peuvent être piégés au sein des feuillets de cette phase. L'adsorption possédant une faible énergie d'activation et une faible chaleur de réaction, elle est très facilement réversible. Les chlorures intercalés dans les feuillets sont probablement beaucoup plus fermement liés.

#### Fixation des chlorures par réaction avec les aluminates

Les chlorures dans une matrice cimentaire peuvent réagir avec les aluminates de calcium de la pâte de ciment durcie [110]. D'après certains chercheurs [112-113-114], la fixation chimique des ions chlore dépend des caractéristiques du ciment utilisé, principalement de la proportion d'aluminate  $C_3A$  et d'alumino-ferrite  $C_4AF$  présents dans le clinker. Le pourcentage de  $C_3A$  et  $C_4AF$  peut être un facteur important qui influe sur la fixation chimique des chlorures : le  $C_3A$  réagit avec les chlorures pour produire en général le sel de Friedel (Equation 1.9) ; le  $C_4AF$  réagit avec les chlorures en donnant un chloro-ferrite, analogue au sel de Friedel (Equation 1.10). Cette hypothèse est claire dans le cas où les ions chlore sont présents dans les matériaux au moment du coulage (chlorures internes) du fait qu'ils peuvent réagir rapidement avec le  $C_3A$  et le  $C_4AF$  [112-114]. Cependant, dans le cas où les ions chlore pénètrent ultérieurement à l'intérieur du béton (chlorures externes), il existe des contradictions [115-116] dans la littérature.



#### Chlorures cristallisés

Localement dans le milieu poreux, la concentration en chlorures de la solution interstitielle peut atteindre la limite de solubilité de cristaux tels que NaCl ou  $CaCl_2$ . Il y a donc possibilité de précipitation de sels dans le réseau. On peut considérer ces chlorures comme « fixés », à condition qu'on puisse effectivement les considérer comme immobiles et liés au squelette solide.

## 4 Perméabilité

La perméabilité d'un milieu poreux correspond à son aptitude à se laisser traverser par un fluide (liquide ou gaz) sous l'effet d'un gradient de pression. La perméabilité représente le deuxième indicateur de durabilité de béton. Elle dépend fortement du réseau poreux et de sa connectivité.

En 1856, Henri Darcy [117], a formulé la loi de la vitesse d'écoulement de l'eau dans un corps poreux, à la suite de travaux sur l'écoulement de l'eau dans une couche filtrante de sable. D'après Darcy, cette loi se traduit par l'équation :

$$Q = K.S \frac{H+e}{e} \quad [Eq. 1-50]$$

Où :

$Q$  : Volume d'eau écoulé par unité de temps (débit).

$S$  : Surface de la couche filtrante.

$e$  : Epaisseur de couche.

$H$  : Hauteur de la colonne d'eau au-dessus de la couche filtrante.

$K$  : Coefficient lié à la nature du sable, lorsque la pression sous le filtre est égale à la pression atmosphérique.

Considérons l'ensemble du matériau poreux de section apparente  $A$ , siège d'un écoulement établi en régime laminaire. Le débit volumique  $Q_x$  du fluide de viscosité  $\mu$  dans la direction  $O_x$  sous un gradient de pression est donné sous forme différentielle par la loi de Darcy, (Figure 1-32).

$$Q_x = \frac{K_x}{\mu} \cdot A \frac{dP}{dx} \quad [\text{Eq. 1-51}]$$

Avec :

$K_x$  : Perméabilité au fluide du matériau dans la direction  $O_x$  considérée ( $\text{m}^2$ ).

$\mu$  : Viscosité du fluide ( $\text{Pa.s}$ ).

$A$  : Section ( $\text{m}^2$ ).

$P$  : Pression ( $\text{Pa}$ ).

$x$  : Longueur ( $\text{m}$ ).

$Q_x$  : Débit volumique du fluide ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

Des écarts avec la loi de Darcy sont observés expérimentalement [118-119]. En effet, pour une mesure de perméabilité sur un matériau donné (âge et préconditionnement fixés), la nature du fluide s'écoulant à travers le matériau et la pression appliquée pendant la mesure influence les résultats car il existe des interactions fluide-milieu poreux. Enfin, l'état hydrique du matériau influence sa perméabilité.

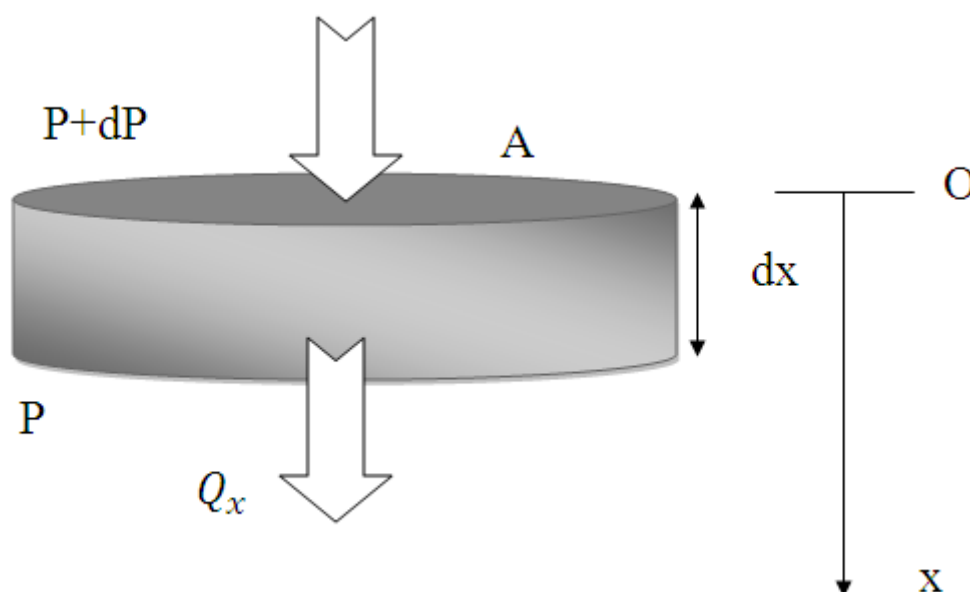


Figure 1-32: Loi de Darcy sur un élément de volume.

## 5 Couplages endommagement - propriétés de transfert

L'endommagement dans les matériaux cimentaires, par la création de micro ou macrofissures, aboutit à une augmentation de leurs propriétés de transfert. Quelques auteurs se sont penchés sur ce sujet et ont pu l'étudier et le quantifier.

### 5.1 Origines de la fissuration

Les fissures de différentes origines (mécanique, thermique, physico-chimique) offrent des chemins préférentiels pour la pénétration de différents agents potentiellement agressifs (liquides, gaz, ions). De plus, dans le cas des structures de confinement, les fissures peuvent être à l'origine de fuite d'air ou de vapeur contaminée. De ce point de vue, on constate le rôle important des fissures sur la durabilité et les propriétés de transfert de béton. C'est pourquoi ce sujet a fait l'objet de nombreuses études dans la littérature [120-121-122].

#### Origine mécanique

Dans la littérature, on peut distinguer plusieurs classes de microfissures. Selon Blaky [125] Il existe trois types de microfissures :

- Des microfissures à l'interface pâte-granulats.
- Des microfissures dans la matrice cimentaire.
- Des microfissures dans les granulats.

La fissuration peut se produire par compression, traction, cisaillement, aussi bien sous chargement statique qu'en fatigue, sous l'effet des charges de service ou des surcharges ou lors du déplacement des charges. La pâte de ciment hydraté comporte de multiples discontinuités (comme les pores). Les fissures causées par le retrait ou le défaut d'adhérence avec les granulats peuvent agir comme des points de faiblesse des mortiers ou des bétons. En général, une fissure est considérée comme une discontinuité dans le champ de déplacement à travers lequel les contraintes de traction sont nulles ou diminuent en fonction de l'ouverture de cette même fissure.

Le processus de fissuration peut se décliner de la façon suivante, selon que la fissure est gouvernée par la compression ou par la traction [123-124].

#### Fissuration gouvernée par des contraintes de traction

Trois étapes sont à distinguer :

- Une microfissuration se développe au sein du matériau.
- Les microfissures se connectent pour créer une ou plusieurs macrofissures. C'est une phase de localisation de la fissuration.
- Les macrofissures se propagent, conduisant à la rupture du volume du matériau considéré.

#### Fissuration gouvernée par des contraintes de compression

Trois étapes sont là encore à distinguer :

- Les microfissures sont créées aléatoirement au sein de l'éprouvette. Ce caractère aléatoire est lié à l'hétérogénéité du matériau et à l'existence de points durs (les granulats). L'orientation des fissures, quant à elle, est gouvernée par la différence de raideur de la pâte de ciment et des granulats.
- Les microfissures se rejoignent pour former des macrofissures, toujours orientées parallèlement à la direction de la sollicitation, délimitant ainsi des « colonnettes ».



- Des fissures obliques apparaissent à l'intérieur des « colonnettes ». Ces fissures obliques se rejoignent pour former un plan de glissement également oblique à l'échelle de l'éprouvette.

## 5.2 Couplage fissuration-perméabilité et fissuration-diffusion des chlorures

Différents auteurs ont étudié l'influence d'un chargement ou endommagement mécanique sur la diffusivité et la perméabilité des matériaux cimentaires. Différents modes de fissuration ont été utilisés : des cycles de gel-dégel, des sollicitations thermiques, un séchage et des chargements mécaniques de compression statique ou non.

L'influence de la fissuration créée par traction sur la perméabilité a fait l'objet d'une étude réalisée par Gérard en 1998, sur des éprouvettes de béton. Des mesures de perméabilité à l'eau sous chargement et après déchargement ont été effectuées. Ces essais font apparaître un accroissement important de la conductivité hydraulique avec le chargement Figure 1-33. Durant la phase élastique du matériau, la conductivité n'évolue pratiquement pas, puis elle augmente rapidement avec l'initiation de la fissuration. Une fois que les fissures se sont localisées, une décharge totale conduit à une conductivité hydraulique résiduelle plus élevée que la conductivité hydraulique initiale. Cependant, à partir de la localisation des fissures, des cycles partiels de chargement déchargement montrent le quasi réversibilité de la conductivité hydraulique : les cycles de chargement développent les macrofissures, tandis que les cycles de déchargement les referment de façon quasi-réversible.

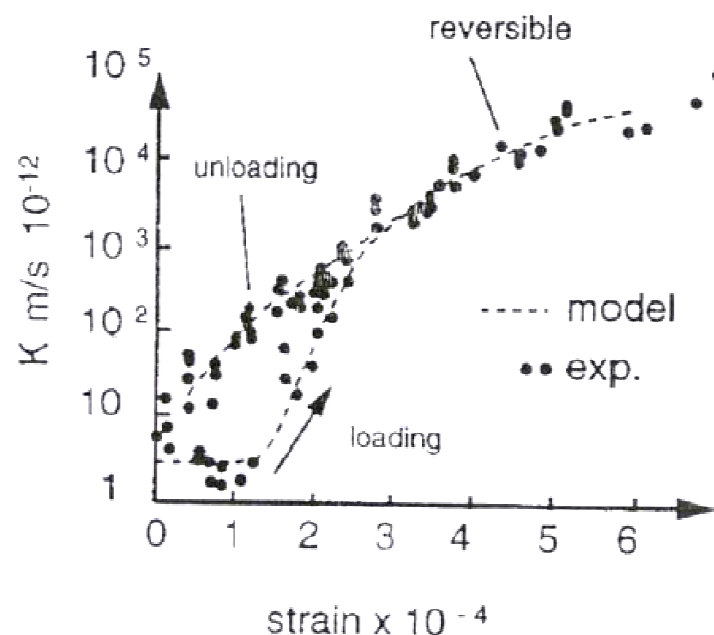


Figure 1-33: Evolution de la conductivité hydraulique en fonction de la déformation de traction [126].

La littérature montre une influence limitée mais mitigée de la fissuration créée en compression sur la perméabilité des éprouvettes de béton déchargées. Samaha et al. [127] ont trouvé des résultats similaires de la limitation de l'effet de la fissuration créée en compression sur la diffusivité des chlorures dans des éprouvettes déchargées après avoir été chargées au pic de l'effort. Pour des chargements en compression simple sur des bétons à des valeurs jusqu'à environ 70% du pic de résistance, Samaha et Hover [128], mettent en évidence l'existence d'une microfissuration, qui n'altère pas les propriétés de transport des bétons étudiés. Au-delà de cette limite, le béton est 15 à 20% moins résistant aux mouvements de fluide et d'ions.

Rappelons que l'analyse du comportement du béton en compression simple montre que la fissuration se développe principalement dans la phase post-pic. Ce dernier mode de fissuration a été aussi utilisé par Saito [129]. L'état de fissuration du béton est estimé au moyen de la déformation résiduelle longitudinale de l'éprouvette après déchargement. La diffusion des chlorures a été estimée à partir de la résistivité mesurée par l'essai accéléré AASHTO T277 [130].

Comme Samaha, Saito [128-129] montre que, pour un essai statique s'arrêtant au pic de l'effort, la variation du courant traversant l'échantillon est faible, voire non significative. Par contre, lorsque la déformation résiduelle augmente fortement (2 à 3 fois celle correspondant à un chargement statique jusqu'au pic de l'effort), le courant traversant augmente d'un facteur 2, ce qui est significatif (Figure (1-34)).

Picandet et al. [131] trouvent des résultats relativement différents puisque pour un chargement à 90% du pic, ils trouvent qu'un réseau de microfissures connectées se crée, ce qui augmente, même après déchargement, la perméabilité à l'argon gazeux d'un ordre de grandeur. La perméabilité mesurée aux chlorures suit le même comportement pour des charges supérieures à 80% [132] ou 90% du pic [129]. Une répétition d'un chargement de compression compris entre 60 et 80% entraîne lui aussi une élévation de la perméabilité, par extension de la microfissuration. Les microfissures semblent devoir être fortement interconnectées pour aboutir à des modifications des propriétés de transfert d'un matériau cimentaire.

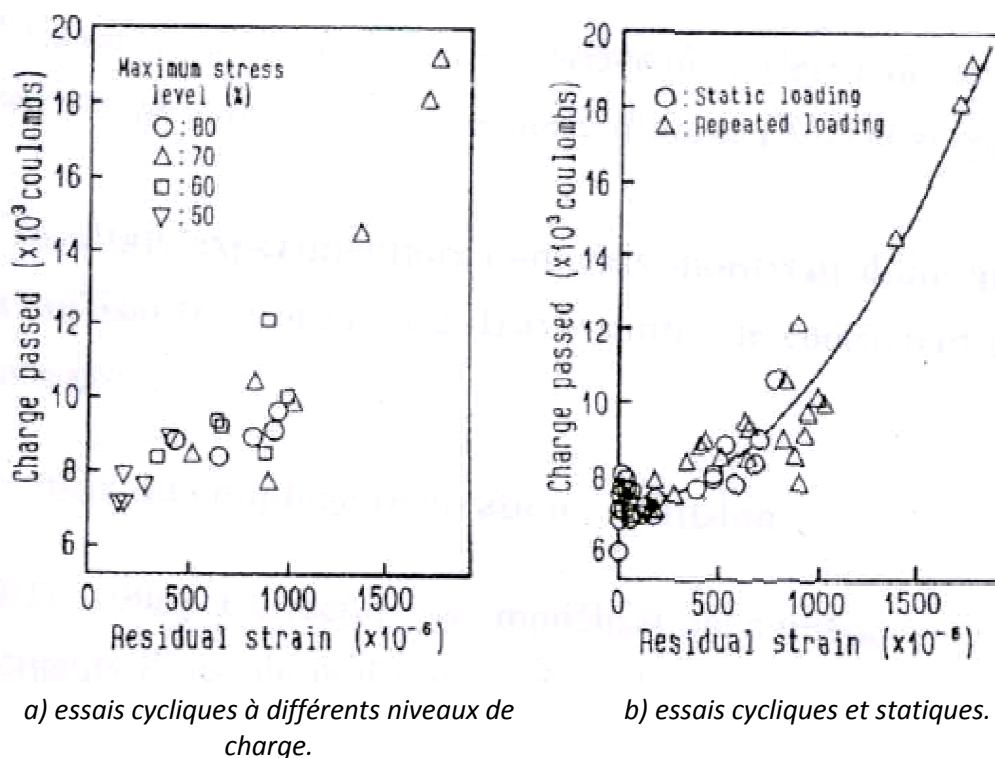


Figure 1-34: Evolution du courant traversant l'échantillon dans l'essai de résistivité en fonction de la déformation [129].

Des tests où l'ouverture de fissure par traction (par fendage) est contrôlée tendent à prouver qu'en deçà de 50  $\mu\text{m}$  d'ouverture, la perméabilité à l'eau d'un béton est peu modifiée [133]. Ceci tendrait

alors à indiquer qu'une fissure localisée de faible ouverture ne pourrait à elle seule modifier de manière importante la perméabilité d'un matériau.

Pour des séchages à 50, 80 et 105°C d'un mortier à E/C de 0,5, la surface spécifique de microfissuration, mesurée par microscopie électronique à balayage, est 2 à 3 fois supérieure à l'éprouvette conservée à 20°C sous un HR de 50% [134]. La microfissuration se développe notamment au niveau des auréoles de transition et tend à augmenter le coefficient de diffusion. Hearn [135], aboutit à des conclusions similaires, où le retrait de dessiccation engendre un réseau important de fissures réparties et orientées aléatoirement connectant les différentes porosités (gel de C-S-H, pores capillaires,...) du matériau et augmente la perméabilité à l'eau, malgré la re-saturation qui engendre des reprises d'hydratation et gonflements de C-S-H. Une confirmation qu'un réseau fortement interconnecté de microfissures est nécessaire pour la modification des propriétés de perméabilité du matériau est obtenue. A. Djerbi Tegguer et al [136] ont étudié l'influence de l'endommagement mécanique sur les deux paramètres de transfert la diffusion et la perméabilité. Ils ont réalisé un cycle de chargement comprenant un palier de 2 heures où la contrainte est maintenue constante,  $f_{max}$ , comprise entre 60% et 90% de la résistance moyenne respective,  $f_c$ . Ce palier permet un fluage à court terme et une propagation des microfissures. Les résultats obtenus sur le couplage endommagement diffusion et perméabilité montrent que l'endommagement influe sur ces dernières, mais la différence est que la perméabilité au gaz est plus sensible à l'endommagement mécanique que la diffusion des chlorures. Les auteurs ont trouvé dans le cas d'un béton ordinaire, que le rapport perméabilité avec endommagement/perméabilité sans endommagement ( $k_v(d)/k_v0$ ) augmente d'un facteur de 10 tandis que celui relatif à la diffusion des chlorures ( $De(d)/De0$ ) augmente d'un facteur de 2,5. Pour le béton à hautes performances, le rapport  $k_v(d)/k_v0$  augmente par un facteur de 7, tandis que  $De(d)/De0$  augmente d'un facteur de 1,9.

## 6 Carbonatation

La plupart des dégradations des structures en béton est liée à la corrosion des armatures due à la carbonatation ou à la diffusion des ions chlorures à travers l'enrobage. Le taux de corrosion due à la carbonatation est généralement faible, mais en raison de sa répartition uniforme le long de la surface de la structure, elle peut conduire à une fissuration sévère et de l'écaillage.

### 6.1 Carbonatation des phases du ciment hydraté

La pénétration dans le béton du  $CO_2$  se produit principalement par diffusion gazeuse. Au contact avec la solution interstitielle du béton, le gaz carbonique se dissout acidifiant ainsi la solution interstitielle et entraînant une diminution du pH qui devient inférieur à 9. La portlandite se dissout et forme des carbonates de calcium. Le dioxyde de carbone (l'acide carbonique) réagit aussi avec les autres hydrates tels que les aluminates et les silicates de calcium hydratés (C-S-H). Autrement dit, les principaux constituants du ciment sont sujets à la carbonatation.

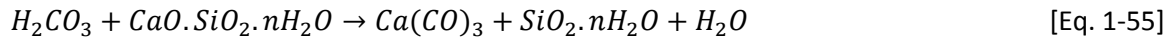
La portlandite réagit de manière irréversible avec l'acide carbonique pour former un sel insoluble, la calcite, selon les réactions suivantes :



Généralement, ces réactions sont simplifiées par l'équation suivante :



La plupart des auteurs a observé que la carbonatation des silicates de calcium hydratés et de la portlandite est simultanée. Les essais de carbonatation sur pâte de ciment hydratée puis broyée montre que les grains de portlandite et de C-S-H se recouvrent d'une couche de carbonate de calcium qui ralentit la dégradation de ces hydrates. La carbonatation des C-S-H (notés  $\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ ) s'effectue selon la réaction (1-55).



La dégradation des silicates de calcium hydratés s'accompagne d'une perte d'eau de structure et donne naissance à un matériau siliceux hydraté amorphe [144-145]. Des études relatives à la carbonatation des silicates de calcium montrent que les C-S-H de rapport C/S plus faible se carbonatent plus rapidement [146]. Les différentes phases cristallines des carbonates de calcium (vaterite, aragonite et calcite) sont fréquemment détectées.

Les phases aluminates principalement le  $\text{C}_3\text{AH}_6$ , le  $\text{C}_2\text{AH}_8$  et le  $\text{C}_4\text{AH}_{13}$  se carbonatent également et donnent naissance à des carbonates de calcium, un gel d'alumine et de l'eau d'après [147].

## 6.2 Cinétique de carbonatation

La profondeur carbonatée d'un béton est généralement révélée par l'utilisation d'un indicateur coloré, de la phénolphthaléine, qui pulvérisé à la surface d'un échantillon de béton fraîchement fendu devient violet lorsque le pH est supérieur à 9 et incolore lorsque le pH est inférieur à 9 (voir Figure 1-35). Le front de carbonatation peut ainsi suivi et la cinétique de carbonatation peut être déduite. Généralement, puisque le phénomène est régi par la diffusion, la cinétique de carbonatation peut s'exprimer par une relation proportionnelle à la racine carrée du temps tant qu'un cœur sain non carbonaté subsiste.

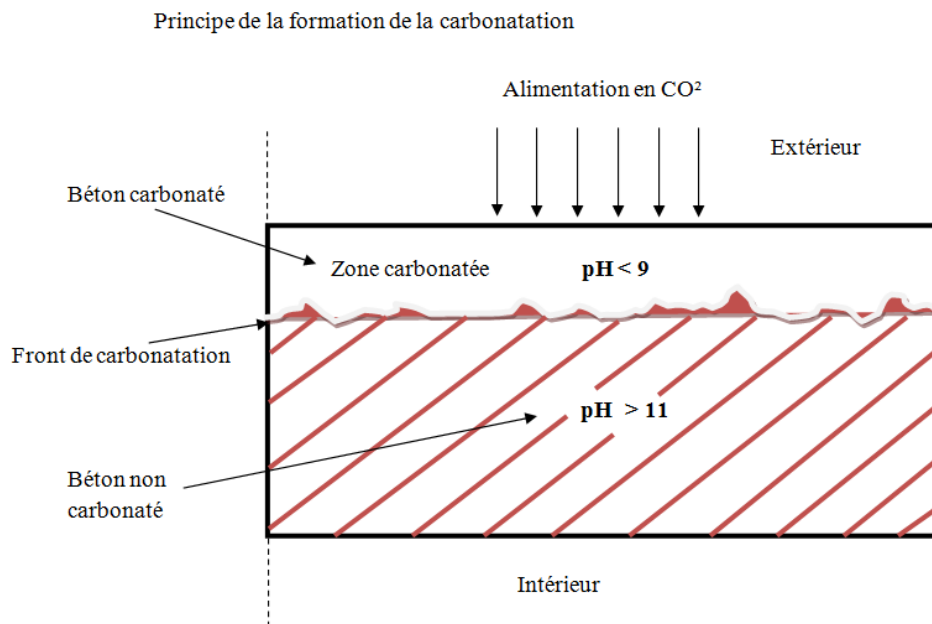


Figure 1-35: Coupe théorique d'un mur en béton.

L'utilisation de l'indicateur coloré, la phénolphthaléine, est toutefois critiquée puisque des études ont montré que cette technique ne révèle qu'une partie de la zone carbonatée [141]. La corrosion peut commencer lorsque la carbonatation indiquée par le test de la phénolphthaléine est d'environ 6 à 8

mm de la barre d'acier [141]. Néanmoins, la phénolphthaléine donne une bonne approximation de début de la corrosion et la simplicité de son utilisation fait qu'elle est largement utilisée par les professionnels ainsi pas les chercheurs.

De nombreux facteurs peuvent affecter le taux et la cinétique de carbonatation. Des facteurs liés au matériau lui-même tel que sa porosité, son humidité relative, sa teneur en portlandite et des facteurs externes liés principalement à la température, à l'humidité relative et à la concentration en CO<sub>2</sub>. D'une manière générale, le taux de carbonatation est maximal dans les conditions naturelles, à une humidité relative entre 50% et 70%. En effet, la diffusion gazeuse devient plus lente pour des taux d'humidité relative très bas ainsi que pour des taux d'humidité relative très grande [142-143]. Par ailleurs la présence de fissures permet la pénétration du CO<sub>2</sub> à l'intérieur des fissures.

## 7 Etudes des effets des additions minérales sur la durabilité des BAP

Dans la fabrication du béton, le ciment est l'élément le plus coûteux, réduire sa teneur dans le béton par l'utilisation d'additions minérales est une solution certes économique mais également environnementale. De plus certaines additions contribuent efficacement à l'amélioration de la durabilité de ces bétons [137-138-139], des additions comme le laitier de haut fourneau, les cendres volantes, la fumée de silice et le métakaolin. L'utilisation des additions minérales dans la formulation des BAP est une pratique courante. Toutefois, le filler calcaire est de loin l'addition la plus largement utilisée dans ces bétons. Les cendres volantes sont aussi bien utilisé dans ces bétons et notamment aux Etats Unis.

Depuis quelques années, plusieurs chercheurs se sont intéressés aux BAP à base d'additions. Une grande partie de ces études traitent des effets des additions sur le comportement rhéologique des BAP à l'état frais. L'étude de leur durabilité est un sujet qui se développe mais reste limitée. Dans ce qui suit, nous résumons l'état de l'art sur la durabilité de ces matériaux avec additions vis-à-vis des indicateurs de durabilité comme la perméabilité et la diffusivité et vis-à-vis de leur retrait et leur résistance à la carbonatation.

Un certain nombre d'études ont été menées pour étudier l'effet de cendres volantes (CV) et du laitier de haut fourneau (LHF) sur les propriétés des BAP. Certaines études ont montré que l'incorporation des CV et LHF améliore les propriétés rhéologiques du BAP, diminue sensiblement la pression latérale sur les coffrages, augmente considérablement les temps de prise [140-141-142]. L'introduction des CV et des laitiers de haut fourneau dans les BAP généralement abaisse les propriétés mécaniques du BAP au jeune âge. Cependant, les réductions dans les propriétés mécaniques du BAP peuvent être surmontées avec le temps de maturation à partir d'environ 28 jours [143-145]. Aussi, l'utilisation des centres volantes et du laitier dans les BAP entraine une plus faible résistance à la carbonatation comparée au BAP à base de ciment portland pur. Cet effet semble être plus prononcé avec l'augmentation du taux de substitution, du ciment par les CV et le laitier [146]. L'utilisation des CV et du laitier dans les BAP semble améliorer également le retrait de séchage, la résistance à la pénétration des ions chlore ainsi que la résistance aux attaques sulfatiques [142-144-147].

Khatib (2008) [148] ont étudié l'influence des centres volantes sur les propriétés du béton auto-compactant. Dans ces travaux, le ciment Portland a été partiellement remplacé par 0 à 80% de centres volantes. Le rapport eau sur liant a été maintenu égal à 0,36 pour toutes les formulations. Les propriétés comme la maniabilité, la résistance à la compression, la vitesse des ondes ultrasons, l'absorption capillaire et le retrait ont été étudiés. Les résultats montrent que l'utilisation d'un

volume importante de CV entraîne une résistance plus élevée et un retrait plus faible des BAP. La substitution de 40% de ciment Portland par des CV entraîne une résistance mécanique plus de 65 MPa à 56 jours. Des valeurs d'absorption capillaire plus élevées ont été obtenues avec l'augmentation de la quantité de CV. Aussi, une réduction du retrait avec la teneur en CV est obtenue, un retrait réduit de 2/3 par rapport au BAP témoin à 56 jours. Les auteurs ont proposé une corrélation entre le retrait et la teneur en CV. Toutefois, l'augmentation de la teneur en CV au-delà d'un certain pourcentage conduit à une réduction de la résistance mécanique et l'augmentation de l'absorption capillaire.

Zhao H et al [149] ont étudié l'effet de cendres volantes et du laitier de haut fourneau sur les propriétés mécaniques et sur la durabilité des bétons autoplaçant. Dans leurs travaux, ils ont remplacé 20%, 30% et 40% de ciment portland par des CV et du LHF. Les auteurs ont trouvé que le remplacement de 20%, 30% et 40% de ciment portland par les CV et le LF entraîne une diminution de résistance mécanique au jeune âge de 14.07%, 28.35%, 41.99% et 13.10%, 20.35%, 38.53%, par rapport au béton témoin. Avec le temps et ainsi l'âge du matériau, les écarts se réduisent. En effet, à l'âge de 90 jours, une réduction de 1,55%, 3,61%, 5,15% et 0,64%, 1,55%, 2,32% a été trouvée pour la résistance à la compression par rapport au béton témoin. Les auteurs ont expliqué cet écart de résistance au jeune âge par une faible activité pouzzolanique des cendres volantes et du laitier, mais qui augmente avec le temps. Vis-à-vis du retrait, ces BAP à base de CV et LHF ont présenté un retrait de séchage inférieur à celui du BAP de contrôle. Aussi, plus le taux de substitution du ciment par les CV et le LHF augmente, plus la valeur du retrait diminue par rapport au BAP de contrôle. Les auteurs ont attribué ceci au fait que, l'utilisation de CV et de LHF augmente la porosité du BAP [150]. En outre, les BAP à base de CV, développent retrait plus faible par rapport au BAP avec le laitier de haut fourneau.

Dans la même étude, la durabilité des BAP a été investiguée. Zhao H et al [149] ont constaté que l'incorporation des CV et du LHF (de 0% à 30%) dans les BAP aboutit à des BAP de coefficient de diffusion des ions chlore inférieur au BAP témoin. En revanche, pour des taux de substitution des CV et LHF de l'ordre de 40%, le coefficient de diffusion des ions chlore des BAP diminue considérablement. a été considérablement diminué. En augmentant le niveau de remplacement de CV et LF jusqu'à 40%, le coefficient de diffusion des ions chlorure de BAP à base de CV a commencé à augmenter, tandis que le BAP avec 40% LF avait un plus faible coefficient de diffusion des ions chlorure dans toutes les séries des BAP à base de laitier. En plus, à un niveau de remplacement donné, les BAP à base de laitier avaient un coefficient de diffusion des ions chlorure inférieurs à ceux des BAP à base de CV.

Zhao H et al [149] ont également constaté que la présence de CV et LF dans le BAP améliore la profondeur de la carbonatation. Ceci est parce que le teneur en CH et la porosité du BAP sont deux facteurs clés qui contrôlent la profondeur de carbonatation pour les BAP, l'utilisation de CV et LF dans le BAP réduit la teneur en CH et augmente la porosité du BAP à l'état durcie [151-152]. En outre, les profondeurs de carbonatation pour le BAP à base des cendres volantes ont été comparées avec ceux de la série avec le laitier, il a été constaté que les échantillons de BAP avec du laitier avaient une profondeur de carbonatation inférieure au BAP avec CV pour un même taux de substitution.

Courard et al [166] ont étudié la durabilité de BAP en substituant du filler calcaire dans le ciment Portland et dans le ciment au laitier de haut fourneau avec des taux de 15%, 23% et 27% en masse.

Les auteurs ont montré que les BAP à base de ciment au laitier présentent une résistance plus faible au jeune âge de 19%, mais une résistance plus élevée à 28 jours (plus que 9%) par rapport au BAP à base de ciment Portland. Ils ont également mesuré le retrait total et endogène sur des échantillons stockés à 20 °C et 65% HR. Ils trouvent que le retrait diminue à mesure que le taux de substitution augmente. Cela est dû à la diminution de la teneur en ciment et l'augmentation du rapport eau-ciment lors que le taux de substitution augmente (en considérant que la teneur en ciment diminue lorsque le ciment est substitué par un filler calcaire). Le BAP à base de ciment Portland présente un retrait plus important que les BAP à base de ciment au laitier. Le retrait endogène diminue généralement avec l'augmentation de la substitution dans les BAP. Ceci est également dû à la fois à la teneur en ciment plus faible et au rapport plus élevé l'eau sur ciment, ce qui maintient une humidité interne élevée et provoque un retrait chimique moins important que celui observé par Craeye et al [167].

Les travaux de Rougeau et al [163] menés sur des bétons à hautes performances, ont montré que la profondeur de carbonatation des BAP est légèrement supérieure à celle des bétons vibrés. Toutefois, les résultats indiquent que la porosité  $\gamma$  est plus grande (12,9% et 11,4% pour les BAP3 et BAP5 contre 9,9% pour le béton vibré HPC) et qu'elle n'affecte pas d'une manière significative leur résistance à la carbonatation.

Valcuende et al (2015) ont étudié les évolutions du retrait en fonction du temps dans les bétons autoplacants (BAP) dans lequel une partie des granulats fines a été remplacée par du laitier de haut fourneau comme du sable. Sept types de BAP ont été fabriqués avec un rapport e/c de 0,55 et différentes teneurs en laitier : un BAP de référence (BAP-0) et six avec des différents pourcentages de granulats fins remplacés par le laitier (en poids): 10% (BAP-10), 20% (BAP-20), 30% (BAP-30), 40% (BAP-40), 50% (BAP-50) et 60% (BAP-60). Les résultats montrent que le remplacement du sable par le laitier entraîne des volumes de pores plus élevés mais avec une structure légèrement plus fine (des pores avec les diamètres plus petits). Au jeune âge (7 jours), les BAP à base de laitier développent des résistances à la compression similaires à celles du béton de référence, bien que, à long terme leur résistance augmente à la suite de la réactivité du laitier. Ils ont également observé que plus la teneur du laitier augmente, plus le retrait à la fois endogène et de séchage augmente, et par conséquent aussi le retrait total. Comparé au BAP de référence, le retrait total a augmenté de 4% à 44% lorsque du sable a été remplacé par du laitier avec des teneurs de 10% à 60%, respectivement.

Khatib et Clay (2003) [153] se sont intéressés au métakaolin dans les BAP. Ils ont mesuré l'absorption capillaire sur des spécimens de BAP incorporant du métakaolin (MK) jusqu'à 20% en substitution du ciment et ont montré que la pénétration de l'eau par action capillaire est plus faible pour les BAP à base de MK. Razak et al. (2004) [154] ont trouvé que le remplacement de 10% du ciment par du MK dans les BAP entraîne une diminution significative de l'absorption d'eau et de la sorptivité du béton. Siddique et Klaus (2009) [171] ont rapporté que, le remplacement du ciment par du 5% et 10% de MK dans les BAP, entraîne une diminution de la sorptivité. En revanche, une augmentation de la sorptivité a été observée pour un taux de substitution de 15%.

Badogiannis et Tsivilis (2009) [156] ont rapporté que l'utilisation du métakaolin MK dans les BAP entraîne une diminution significative de la perméabilité au gaz, de la sorptivité et de la diffusion des ions chlore. Une forte réduction de la perméabilité aux gaz, de l'ordre de 50%, a été observée dans le béton avec où 20% de ciment Portland ont été remplacés par du MK.

Shekarchi et al. (2010) [157] ont également montré que les propriétés de transport comprenant la pénétration d'eau, la perméabilité aux gaz, l'absorption capillaire, la résistivité électrique et la diffusion des ions chlore sont améliorées jusqu'à 50%, 37%, 28%, 450% et 47%, respectivement, lorsque le ciment portland est remplacé par 15% de MK dans la formulation des BAP. Des résultats similaires relatifs à la perméabilité aux gaz et la sorptivité ont été apportés par Güneyisi et al. (2012) [158]. Ramezaniapour et Bahrami (2012) [159] apportent les mêmes tendances pour la profondeur de pénétration de l'eau et la sorptivité lorsque le ciment est remplacé par 10% de MK.

Hassan et al. (2012) [160] ont constaté des formulations de BAP avec une durabilité plus élevée peuvent être produites en utilisant une teneur élevée en MK avec un taux de substitution optimal de 20% dans le ciment. Dinakar et al. (2013) [161] ont montré que la perméabilité à l'eau, l'absorption et la diffusion des ions chlore sont réduits lorsque le taux de substitution du ciment par du MK dans le BAP de hautes performances est progressivement augmenté de 5% à 15%. Cet effet a été attribué à l'amélioration de l'effet filler joué par les particules MK. Toutefois, Badogiannis et al [162] ont montré dans leur étude que la substitution du ciment par une teneur en MK plus élevée entraîne une décroissance exponentielle du coefficient de migration des chlorures en régime non permanent.

V. Kannan et al [164] ont étudié les propriétés de durabilité du béton auto-plaçant contenant des balles de riz (RHA) et du métakaolin (MK) et une combinaison des deux (ratio 1:1). Kannan dans son étude a trouvé que la diffusion des ions chlore des BAP à base de MK, RHA et MK + RHA diminue jusqu'à 30%, 15% et 40%, respectivement. Le BAP à base de MK et MK+RHA a montré la meilleure performance vis-à-vis de la pénétration des ions chlore. Plusieurs études [157, 165] confirment que la résistance à la pénétration des ions chlore est significativement améliorée par la réaction pouzzolanique de MK avec la portlandite.



## Conclusion

Ce chapitre a été mené pour faire le point sur les connaissances relatives au comportement des BAP vis-à-vis du retrait à court et long terme, libre et empêché ainsi que sur sa durabilité du point de vue carbonatation et propriétés de transport. La synthèse bibliographique nous a permis de constater que les travaux publiés concernant l'effet du type d'addition minérale sur le retrait et la durabilité des BAP sont peu nombreux. Généralement, les études se focalisent essentiellement sur la comparaison des propriétés des BAP avec celles du béton ordinaire vibré (BOV) et le plus souvent, l'addition minérale utilisée est le filler calcaire. A partir des quelques recherches qui prennent en considération le type et la quantité d'ajout, nous avons remarqué des résultats contradictoires notamment au sujet du retrait, de la perméabilité et de la carbonatation des BAP. Ceci est probablement dû à la multiplicité des paramètres entrant en jeu dans la formulation des bétons autoplacants et à la diversité de la composition chimique et minéralogique des additions.

D'une façon plus générale, il existe un manque de données sur l'effet du remplacement du ciment portland dans le BAP par des ciments industriels à base d'additions comme le CEM III ou encore le CEM V. Aussi, alors que le métakaolin est reconnu aujourd'hui comme une addition pouzzolanique intéressante, les études relatives à son utilisation dans les BAP sont rares. Plus important encore, leur durabilité à long terme est encore peu étudiée dans la littérature.

## Références bibliographiques

- [1].Turcry P. Retrait et Fissuration des Bétons Autoplaçants Influence de la Formulation. Thèse de doctorat de l'Université de Nantes-France, (2004).
- [2].Okamura, H, and Ouchi M (2003). Self compacting Concrete" Journal of Advanced Concrete Technology, Japan Concrete Institute, 1(1) 5-15.
- [3].Saak, A.W., Jennings, J.M., Shah, S.P. New methodology for designing self-compacting concrete. ACI Materials Journal, 98 (6) 2001, 429-439.
- [4].ACI. Processes, Self-Compacting Concrete. Advanced Concrete Technology III, 203.9/3, (2003).
- [5].Guo, L.P., Sun, W., Zheng, K.R Chen, H.J., and Liu, B. (2007) "Study on the Flexural Fatigue Performance and Fractal Mechanism of Concrete with High Proportions of Ground Granulated Blast-Furnace Slag," Cement and Concrete Research, 37(2) 242-250.
- [6].Shen Jie. Comportement mecanique des materiaux et des structures precontraintes en betons autoplaçants (BAP). Thèse de doctorat de l'Université de Reims champagne-ardenne-France, (2009).
- [7].Nehdi M., Mindess, S., Aitcin, P.-C. Rheology of high-performance concrete: Effect of ultrafine. Cement and Concrete Research, 28(5), pp 687-697, (1998).
- [8].Yahia A., Tanimura M., Shimoyama Y. Rheological properties of highly flowable mortar containing limestone filler-effect of powder content and W/C ratio, Cement and concrete Research, 35(3), pp 532-539, (2005).
- [9].Erhan, G., Mehmet, G., Erdogan, O., 2010. Strength and drying shrinkage properties of self-compacting concrete incorporating multi-system blended mineral admixtures. Constr.Build. Mater. 24 (10), 1878e1887
- [10].Kim, H.J., Beacraft, M., Shah, S.P., 2010. Effect of mineral admixtures on formwork pressure of self-consolidating concrete.Cem.Concr.Compos. 32 (9), 665e671
- [11].Mucteba, U., Mansur, S., 2011. Performance of self-compacting concrete containing different mineral admixtures. Constr. Build. Mater.25 (11), 4112e4120.
- [12].Khayat, K.H., Bickley, J., Lessard, M. Performance of self-consolidating concrete for casting basement and foundation walls, ACI Materials Journal, 97, 374–380, (2000).
- [13].Henderson, N.A. Self-compacting concrete at Millennium Point, Concrete, April, 26–27, (2000).
- [14].Petersson, O. And Billberg, P.(1996). A model for self-compacting concrete, in Proc.Of the Mt. RILEM conf on production methods and workability of concrete, Paisley, E&FN Spon, London, pp 483-492.
- [15].Domone, P.L., Chai, H.-W. Testing of binders for high performance concrete, Cement and Concrete Research, 27, 1141–1147. (1997).
- [16].Sedran, T. and Delarrard, F. Mix design of self-compacting concrete, Proceedings of the International RILEM Conference on Production Methods and Workability of Concrete, Paisley. Eds. P.J.M.
- [17].Changling, H., Makovicky E., et Osaek, B. Thermal stability and pozzolanic activity of calcined kaolin, Applied clay Science, Vol. 9 , (1994) PP. 165 – 187.
- [18].Chinji, M., et Billong, N. Activité pouzzolanique des déchets de brique et tuils cuites, African Journal of Science and Technology (AJST), Science and Engineering Series Vol. 5, No. 1, (2004) pp. 92 – 100.

- [19].Asbridge A.H., Chadbourn G.A. Effects of métakaolin and the interfacial transition zone on the diffusion of chloride ions through cement mortars. *Cement and Concrete Research* 31: 1567– 1572. (2001).
- [20].Ambroise J., Murat M., Pera J. Investigations on synthetic binders obtained by middletemperature thermal dissication of clay minerals. *Silicates Industries*, vol. 7, no 8 pp. 99-107. (1986).
- [21].Sayanam R.A., Kalsotra A.K., Mehta S.K., Sing R.S., Mandal G. Studies on thermal transformations and pozzolanic activities of clay from Jammu region (India). *J Thermal Analysis* vol. 35 pp.9-106. (1989).
- [22].Gomes S. Caractérisation et compréhension des processus d'hydratation des cendres volantes des centrales thermiques françaises équipée d'un système de désulfuration. Thèse de doctorat de l'Université de Nancy-France, (1998).
- [23].Moranville, M., Kamali-Bernard, S. Physicochemical equilibria of cement-based materials in aggressive environments - Experiment and modeling. *Cemconres.2004.04.033*.
- [24].Agostini F, Skoczylas F, Lafhaj Z. About a possible valorisation in cementitious materials of polluted sediments after treatment. *Cem Concr Compos* 2007; 29:270–8.
- [25] Dias, Á.S. Mills, R.A. Taylor, R.N. Ferreira, P. Barriga, F.J.A.S. Geochemistry of a sediment push core from the Lucky Strike hydrothermal field, Mid-Atlantic Ridge, *Chemical Geology*, Volume 247, Issues 3–4, 30 January 2008, Pages 339-351, ISSN 0009-2541.
- [26] J. Limeira, L. Agullo, M. Etxeberria, Dredged marine sand in concrete: An experimental section of a harbor pavement, *Construction and Building Materials*, Volume 24, Issue 6, June 2010, Pages 863-870, ISSN 0950-0618.
- [27] J. Limeira, M. Etxeberria, L. Agulló, D. Molina, Mechanical and durability properties of concrete made with dredged marine sand, *Construction and Building Materials*, Volume 25, Issue 11, November 2011, Pages 4165-4174, ISSN 0950-0618.
- [28].Dang TA. Valorisation des sediments marins bretons comme matériaux de construction, PhD thèse de doctorat. INSA de Rennes, France; 2011.
- [29].Khayat K.H, "Viscosity-Enhancing Admixtures for Cement-Based Materials: An Overview," *Cement and Concrete Composites*, Vol. 20, 1998, pp. 171 – 188.
- [30].Khayat K.H. and Hwang S.D. (2006) "Effect of High Range Water Reducing Admixture Type on Performance of Self-consolidating Concrete" SP239-13 ACI Special Publication, 239(13) 185-200.
- [31].Rols, S., Ambroise, J., and Pera, J. (1999) "Effects of Different Viscosity Agents on the Properties of Self Leveling Concrete", *Cement and Concrete Research*, 29(2) 261-266.
- [32].Lachemi, M., Hossain, K.M.A., Lambros, V., Nkinamubanzi, P.C., Bouzoubaa, N., Performance of new viscosity modifying admixtures in enhancing the rheological properties of cement paste. *Cement and Concrete Research* 34(2) 2004, 189-193.
- [33].Bethmont S. Self-compacting concretes segregation mechanisms - Experimental study of granular interactions. Thèse de doctorat de de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (2005).
- [34].S.G. Oh, T. Nogushi, and F. Tomosawa. Toward mix design for rhéology of self-compacting concrete.In *Proceedings of the First International RILEM Symposium of Self-Compacting Concrete*.RILEM, 1999.

- [35].Tangtermsirikul. S. (1995).Blocking criteria for aggregate phase of self compacting high performance concrete in Proceedings of rheological symposium on infrastructure development in civil engineering, CS-4, pp 58-69, Bangkok, Thailand.
- [35].Sedran, T., de Larrard, F., Hourst, F. and Contamines, C. (1996). Mix design of selfcompacting concrete, in Proc. of the Mt. RILEM conf on production methods and workability of concrete, Paisley, E&FN Spon, London, pp 439-450.
- [36].Khayat K.H. Manai, K, and Trudel, A. (1997) "In Situ Mechanical Properties of Wall Elements using Self-consolidating Concrete" ACI Materials Journal, Nov-Dec 1997. 94(6) 491-500.
- [37].Schwartzentruber, A., and C. Catherine (2000), Method of the concrete equivalent mortar (CEM) - A new tool to design concrete containing admixture, Materials and structures, 33, 475-482.
- [38].Haddad, O. Contribution au développement d'outils d'aide à la formulation des BAP relatifs à la rhéologie à l'état frais et à la résistance au jeune âge, Thèse de doctorat à l'université de Cergy Pontoise, décembre 2007.
- [39].Nachbaur, L., Waller, V., Haddad, O., Vachon, M. Extension of concrete equivalent mortar (CEM) method to self compacting concrete. In: 4<sup>th</sup> International RILEM Symposium on self compacting concrete, pp. 1235-1241 (2005).
- [40].Demone, P.L. (2006) . Self-compacting Concrete: An Analysis of 11 Years of Case Studies," Cement & Concrete Composites 28, 197-208.
- [41].Tazawa E., Autogenous Shrinkage of Concrete, London, E. & FN Spon, 1999.
- [42].Holt E. Early Age Autogenous Shrinkage of Concrete, Technical Research Center of Finland ESPOO, VTT PUBLICATIONS, 446, 2001.
- [43].Nawa T., and Horita T. Autogenous Shrinkage of High - Performance Concrete, Proceeding of the International Workshop on Microstructure and Durability to Predict Service Life of Concrete Structures, Sapporo, Japan, February, 2004.
- [44].Lura P., Jensen O. M., and Van B. K., Autogenous Shrinkage in High-Shrinkage Cement Paste: An evaluation of Basic Mechanisms, Cement and Concrete Research, 33(2), 223- 232,2003.
- [45].Gilbert R.I., Shrinkage, Cracking and Deflection - The Serviceability of Concrete Structures, Electronic Journal of Structural Engineering, 1(1),2-14,2001.
- [46].Mehta, P.K. and Monteiro, J.M., Concrete: Structure, Properties and Materials, 2nd Edition, Prentice Hall, Inc., 1993, 548 pp.
- [47].Wang, K., Shah, S.P., and Phuaksuk, P. 2001. Plastic shrinkage cracking in concrete materials - Influence of fly ash and fibres.ACI Materials Journal, 98(6): 458-464.
- [48].Mounanga, P. (2003) Etude expérimentale du comportement de pâtes de ciment au très jeune âge : hydratation, retraits, propriétés thermophysiques, Thèse de doctorat Université de Nantes.
- [49].Fisher, L.R. (1982). Forces due to capillary – condensed liquid: limits of calculations from thermodynamics. Advanced in colloid and interface science, 16, pp. 17- 125.
- [50].Hua, C., Acker, P., Ehrlicher, A. (1996). Retrait d'autodessiccation du ciment, analyse et modélisation macroscopique. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 196, pp. 79-89.

- [51].Bayasi, Z., McIntyre M. (2002). Application of fibrillated polypropylene fibers for restraint of plastic shrinkage cracking in silica fume concrete. *ACI Materials Journal*, 99 (4), pp. 337 – 344.
- [52].Hammer, T. A. Cracking in high performance concrete setting. In *Proceedings of the International Symposium on high performance and reactive powder concrete*, 14-16 August 1998, Sherbrook, Canada.
- [53].Byfors, J., Plain Concrete at Early Ages, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Report 3:80, 1980, 464 pp.
- [54].Kasai, Y., Yokoyama, K., and Matsui, I., “Tensile Properties of Early Age Concrete,” *Mechanical Behavior of Materials*, Society of Materials Science, Vol. 4, Japan, 1972, pp. 288 - 299.
- [55].Bjøntegaard, Ø. Thermal Dilation and Autogenous Deformation as Driving Forces to Self-induced Stresses in High Performance Concrete. Thèse de doctorat, NTNU Division of Structural Engineering, Trondheim, Norway, 1999.
- [56].Emborg, M. Thermal Stresses in Concrete Structures at Early Ages, Doctoral Thesis, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden, 1989, 285 pp.
- [57].Uno, P.J. Plastic Shrinkage Cracking and Evaporation Formulas. *ACI Materials Journal*, Vol. 95, No. 4, July 1998, pp. 365 - 375.
- [58].Audenaert K, De Schutter G. Towards a fundamental evaluation of water retention tests for curing compounds. *Mater Struct* 2002;35(August): 408–14.
- [59].El-Dieb AS. Self-curing concrete: water retention, hydration and moisture transport. *Constr Build Mater* 2007;21:1282–7.
- [60].Jensen OM, Lura P. Techniques and materials for internal water curing of concrete. *Mater Struct* 2006;39:817–25.
- [61].Weiss J, Lura P, Rajabipour F, Sant G. Performance of shrinkage-reducing admixtures at different humidities and at early ages. *ACI Mater J* 2008;105(5): 478–86.
- [62].Palacios M, Puertas F. Effect of shrinkage-reducing admixtures on the properties of alkali-activated slag mortars and pastes. *Cem Concr Res* 2007;37:691–702.
- [63].Powers T.C. (1968). *The properties of fresh concrete*. J. Wiley & Sons, Inc.
- [64].Josserand L. (2002). *Ressuage des bétons hydrauliques*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [65].ACI 209-92. Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures, Committee 209, American Concrete Institute, Michigan, 1997.
- [66].Carlson, R.W. and Reading, T. J. 1988. Model study of shrinkage cracking in concrete building walls. *ACI Structural Journal*, 85(4): 395-404.
- [67].Swamy, R.N. and Stravides H. 1979. Influence of fibre reinforcement on restrained shrinkage, *ACI Journal*, 86: 443-460.
- [68].Balaguru, P.N. and Bhatt, D. 2000. Rapid hardening concrete, final report.Center for advanced infrastructure and technology, New Jersey, U.S.

- [69].Mbemba, E. Influence du vent et de la cure sur le comportement des bétons au très jeune âge. Thèse de doctorat de l'Université de Nantes-France, 2010.
- [70].Bloom, R., and Bentur, A., Free and Restrained Shrinkage for Normal and High Strength Concretes. *ACI Materials Journal*, Vol.92, No.2, 1995, pp 211-217.
- [71].Paillere, A.M., Buil, M., and Serrano, J.J. Effect of Fiber Addition on the Autogeneous Shrinkage of Silica Fume Concrete. *ACI Materials Journal*, Vol.86, No.2, 1989, pp. 139-144.
- [72].Kovler, K. Testing System for Determining the Mechanical Behavior of Early Age Concrete Under Restrained and Free Uniaxial Shrinkage. *Materials and Structures, RILEM*, London, U.K., 27(170), 1994, pp. 324-330.
- [73].Banthia, N., Azzabi, M., and Pigeon, M. 1993. Restrained shrinkage cracking in fibre reinforced cementitious composites. *Materials and Structures*, 26: 405-413.
- [74].Banthia, N., Yan, C., and Mindess, S. 1996. Restrained shrinkage cracking in fibre reinforced concrete: a novel test technique. *Cement and Concrete Research*, 26(1): 9-14.
- [75].Naaman, A.E., Wongtanakitcharoen, T., and Hauser, G. 2005. Influence of different fibres on plastic shrinkage cracking of concrete. *ACI Materials Journal*, 102(1): 49-58.
- [76].Banthia, N. and Gupta, R. 2006. Influence of polypropylene fibre geometry on plastic shrinkage cracking in concrete. *Cement and Concrete Research*, 36: 1263-1267.
- [77].Loukili, A., Chopin, D., Khelidj, A., Le Touzo, J.Y. 2000. A new approach to determine autogenous shrinkage of mortar at an early age considering temperature history. *Cement and Concrete Research*, Pages 915–922.
- [78].Boivin P. Acker S. Rigaud and B. Clavaud. Experimental Assessment of Chemical Shrinkage of Hydrating Cement Pastes. *Autogenous Shrinkage of Concrete E&FN spon*, London, pages 3–68, 1999.
- [79].Mitani, H. Variations volumiques des matrices cimentaires aux très jeunes âges : approche expérimentales des aspects physiques et microstructuraux, thèses de doctorat de l'ENPC, 2003.
- [80].Toledo Filho RD, Sanjua'n MA. Effect of low modulus sisal and polypropylene fibre on the free and restrained shrinkage of mortars at early age. *Cement Concr Res* 1999;29(10):1597–604.
- [81].Toledo Filho, R.D., Ghavami, K., Sanjuán, M.A., and England, G.L. 2005. Free, restrained and drying shrinkage of cement mortar composites reinforced with vegetable fibres. *Cement and Concrete Composites*, 27(5): 537-546.
- [82].Holt, E. (2004). Contribution of mixture design to chemical and autogenous shrinkage of concrete at early ages. *Cement and Concrete Research*, 35: 464-472.
- [83].Groth, P. (2000). Fibre reinforced concrete. Ph.D. Thesis, Department of Civil and Mining Engineering, Luleå University of Technology, Sweden.
- [84].Al-Amoudi, O.S.B., Abiola, T.O., and Maslehuddin, M. 2006. Effect of superplasticizer on plastic shrinkage of plain and silica fume cement concretes. *Construction and Building Materials*, 20: 642-647.
- [85].Al-Amoudi, O.S.B., Maslehuddin, M., and Abiola, T.O. (2004). Effect of type and dosage of silica fume on plastic shrinkage in concrete exposed to hot weather. *Construction and Building Materials*, 18: 737-743.

- [86].Tia, M., Subramanian, R., Brown, D., Broward, C. 2005. Evaluation of shrinkage cracking potential of concrete used in bridge decks in Florida.Final report.Department of Civil and Coastal Engineering, University of Florida, Gainesville, Florida, United States.
- [87].Boghossian, E. and Wegner, L.D. 2003. Plastic shrinkage properties of flax fibre reinforced concrete. Proceedings of Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, Moncton, NB, Paper GCE-399.
- [88].Vernet, C. et Cadoret, G., (1992). Suivi en continu de l'évolution chimique et mécanique des BHP pendant les premiers jours dans Les Bétons à Hautes Performances - Caractérisation, durabilité, applications, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [89].Tazawa E., Autogenous Shrinkage of Concrete, London, E. & FN Spon, 1999.
- [90].H. Mitani, Variations volumiques des matrices cimentaires aux très jeunes âges : approche expérimentales des aspects physiques et microstructuraux, thèses de doctorat de l'ENPC, 2003.
- [91].Powers T.C. Absorption of Water by Portland Cement Paste during the hardening Process, Industrial and Engineering Chemistry, 27(7), 1935.
- [92].Paulini P. Outlines of Hydraulic Hardening - an Energetic Approach, Workshop NTNU/SINTEF - Trondheim, Norway, November 28-29, 1996.
- [93].Benboudjema, F. Modélisation des Déformations Différées du Béton sous Sollici- tations Biaxiales. Thèse de doctorat, Université Marne La Vallée, Paris, France, 2002.
- [94].Hua C., Acker P., Ehrlicher A. (1996). Retrait d'autodessiccation du ciment, analyse et modélisation macroscopique. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 196, pp. 79-89.
- [95].Barcelo L. Influence des Caractéristiques des Ciments sur la Structuration et Comportement Dimensionnel des Matériaux Cimentaires au Jeune âge. Thèse de doctorat, LMT Cachan, Paris, France, 2001.
- [96].Lura, P. Autogenous Deformation and Internal Curing of Concrete. Thèse de doctorat, Technische Universiteit, Delft, Netherlands, 2003.
- [97].Garcia Boivin S. Retrait au Jeune âge du Béton - Développement d'une Méthode Expérimentale et Contribution à l'Analyse Physique du Retrait Endogène. Thèse de doctorat, LCPC, Paris, France, 2001.
- [98].Bazant, Z. and Xi, Y. Drying creep of concrete : constitutive model and new experiments separating its mechanisms. Materials and Structures, 27:3–14, 1994.
- [99].Granger, L. Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Avril 1996.
- [100].Pons, G. Caractérisation du comportement différé des bétons : de la réalité du matériau à la note de calcul. Rap. tech., Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, Spécial XX, 1998.
- [101].Newman 1., and Seng Choo B. Advanced Concrete Technology, 1st Edition, Oxford, Elsevier Ltd., 2003.
- [102].Houst Y.F., Carbonation Shrinkage of Hydrate Cements Paste, CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Ottawa, Canada, July 1, 1997.

- [103].Kosmatka, S. and Panarese, W. Design and Control of Concrete Mixtures, 13th Edition, Portland Cement Association, Skokie, 1988, 205 pp.
- [104].Byfors, J., Plain Concrete at Early Ages, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Report 3:80, 1980, 464 pp.
- [105].Omar W., Makhtar A.M., Lai T.P., Omar R., and Kwong N.M., *Creep, Shrinkage and Elastic Modulus of Malaysian Concrete*, Final Report-Project, No: LPIPMICREAMiUPP02-02-06-09-23, 2008.
- [106]. Kiang K. H., Development of Creep and Shrinkage Prediction Model for Malaysian Normal Strength Concrete, Universiti Teknologi Malaysia, Malaysia, 2006.
- [107].Aslani, F., Nejadi, S. Shrinkage behavior of self-compacting concrete. Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering) 2012 13(6):407-419.
- [108].Buil, M. et Ollivier, J.P. (1992). Conception des bétons : la structure poreuse». La durabilité des bétons, collection de l'association technique de l'industrie des liants hydrauliques. Sous la direction de Jacques BARON et Jean-Pierre OLLIVIER.
- [109].Carman, P.C. Flow of gases through porous media. Academic press, New York, 1956.
- [110].Nilsson, L. O., Poulson, E., Sandberg, P., Sorensen, H. E., Klinghoffer, O. Chloride penetration into concrete, State of the art, A system for estimation of chloride ingress into concrete, theoretical background. Danish Road Directorate, Copenhagen, Chapter 6, 1996.
- [111].Truc, O. Prediction of chloride penetration into saturated concrete- multispecies approach. Thèse, Chalmers university of Technology, Sweden, et Laboratoire Matériaux et Durabilité des constructions, , INSA-UPS, Toulouse, France. 2000.
- [112].Arya, C. and Xu, Y. Factor influencing chloride-binding in concrete; Cement and Concrete Research, Vol. 20, pp. 291-300, 1990.
- [113].Frey, R., Balogh, T., and Balazs, G. L. Kinetic method to analyse chloride diffusion in various concretes ; Cement and Concrete Research Vol. 24, No. 5 , pp. 863-873, 1994.
- [114].Hussain, S.E., Rasheeduzzafar, A. Factors affecting threshold Chloride for reinforcement corrosion in concrete; Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 7; pp. 1543-1555, 1995.
- [115].Byfort, K., Hansson, C.M., and Titthart, J. Pore solution expression as a method to determine the influence of mineral additives on chloride binding; Cement and Concrete Research, Vol. 16, pp. 760-770, 1986.
- [116].Larsen, C.K. Effect of surrounding environment and concrete composition; These 1998; The Norwegian University of Science and Technology, Norway, 1998.
- [117].Darcy, H. Fontaine publiques de la ville de Dijon. Librairie des corps impériaux des ponts et chaussées et des mines, 1865.(internet).
- [118].Abbas, A. Écoulement gazeux dans les bétons partiellement saturés : Application à la mesure de perméabilité. Thèse de INSA de Toulouse, 1998.
- [119].Perraton, D. Perméabilité aux gaz des bétons hydrauliques. Thèse de l'INSA, Toulouse.1992.



- [120].Jacobsen, S., Marchand J., Gérard B. Concrete crack I: Durability and self healing. Proceedings of Concrete Under Severe Conditions 2 Environment and Loading, O.E. Gjorv, K. Sakai and N. Banthia Editors, E&FN Spon, Tromso, , pp.217-231, June, 1998.
- [121].Y. Fu and J.J. Beaudoin. « Microcracking as a precursor to delayed ettringite formation in cement systems ». Cement and concrete research, vol. 26, No. 10, pp.1493, 1996.
- [122].Tognazzi-Lawrence C. Couplage fissuration-dégradation chimique dans les matériaux cimentaires : Caractérisation et modélisation ». Thèse de l'INSA de Toulouse, 1998.
- [123].Rossi, P. Les bétons de fibres métalliques ». Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 1998.
- [124].Bonnet, S. Matériaux cimentaire à haute déformabilité par incorporation de granulats issus du broyage de pneus usagés. Thèse d'université de Toulouse 3. 2004.
- [125].Blakey F. A. Some considerations of the cracking or fracture of concrete.  
Civil engineering and public works review, V.50, Apr. 1955.
- [126].Gérard, B., Breysse, D., Ammouche, A., Houdusse, O., Dirdry, O. Cracking and permeability of concrete under tension. Materials and structures, vol. 29, pp. 141-151, 1996.
- [127].Samaha, H. R., and C-Hover, K. Influence of micro cracking on the mass transport properties of concrete ».ACI Materials Journal, V.89, No. 4, pp 416- 424, 1992.
- [128].H.R. Samaha, K.C. Hover, Influence of microcracking on the mass transport properties of concrete ACI Materials J. 89 (1992) p. 416-424.
- [129].Saito M., Ishimori, H. Chloride permeability of concrete under static and repeated loading.Cement and Concrete Research, vol. 25, N.4, 1992.
- [130].AASHTO.Standard method of test for resistance of chloride ion .penetration.American Association of State Highway and transportation officials, Washington D.C, 1980.
- [131].Picandet, V., Khelidj, A., Bastian, G. Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high-performance concrete, Cem. Con. Res. 31 (2001) p. 1525-1532.
- [132].Lim C.C., Gowripalan N., Sirivivatnanon V. Microcracking and chloride permeability of concrete under uniaxiale compression, Cem. Con. Comp. 22 (2000) p. 353-360.
- [133].Wang, K., Jansen, D.C., Shah, S.P. Permeability study of cracked concrete, Cem. Con. Res. 27 (1997) p. 381-393.
- [134].Bigas, J.P., Ollivier J.P. Fissuration et transferts dans les mortiers, Durabilité des géomatériaux GEO, Poitiers (1999) p. 82-91.
- [135].Hearn N. Effect of shrinkage and load-induced cracking on water permeability of concrete, ACI Materials J. 96 (1999) p. 234-24.
- [136].Djerbi, A., Tegguer, S. Bonnet, A. Khelidj, V. Baroghel-Bouny, Effect of uniaxial compressive loading on gas permeability and chloride diffusion coefficient of concrete and their relationship, Cement and Concrete Research, Volume 52, October 2013, Pages 131-139, ISSN 0008-8846.
- [137].Assie, S., Escadeillas, G. and Waller, V. 2007.Estimates of self-compacting concrete 'potential' durability. Construction and Building Materials, 21 (10): 1909- 1917.

- [138].Felekoglu, B., Tosun, K., Baradan, B., Altun, A. and Uyulgan, B. 2006. The effect of fly ash and limestone fillers on the viscosity and compressive strength of self-compacting repair mortars. *Constr.Build.Mater.*, 36 (9):1719-1726.
- [138].Unal, O., Topcu, I.B. and Uygunoglu, T. Use of marble dust in self-compacting concrete. In: *Proceedings of V Symposium MERSEM0 2006 on Marble and Natural Stone*. Afyon, Turkey, 413-420.
- [140].Ondova, M., Stevulova, N., Zelenakova, E., 2011. Energy savings and environmental benefits of fly ash utilization as partial cement replacement in the process of pavement building. *Chem. Eng. Trans.* 25, 297-302.
- [141].Ponikiewski, T., Golaszewski, J., 2014.The influence of high-calcium fly ash on the properties of fresh and hardened self-compacting concrete and high performance self-compacting concrete. *J. Clean. Prod.* 72 (1), 212e221.
- [142].Kim, H.J., Beacraft, M., Shah, S.P., 2010.Effect of mineral admixtures on formwork pressure of self-consolidating concrete.*Cem.Concr.Compos.* 32 (9), 665e671
- [143].Erhan, G., Mehmet, G., Erdogan, O., 2010.Strength and drying shrinkage properties of self-compacting concrete incorporating multi-system blended mineral admixtures. *Constr.Build. Mater.* 24 (10), 1878e1887
- [144].Mucteba, U., Mansur, S., 2011.Performance of self-compacting concrete containing different mineral admixtures. *Constr. Build. Mater.*25 (11), 4112e4120.
- [145].Mucteba, U., Kemalettin, Y., Metin, I., 2012.The effect of mineral admixtures on mechanical properties, chloride ion permeability and impermeability of selfcompacting concrete.*Constr. Build. Mater.*27 (1), 263e270.
- [146].Beycioglu, A., Aruntas, Y.H., 2014.Workability and mechanical properties of selfcompacting concretes containing LLFA, GBFS and MC. *Constr. Build.Mater.*73 (30), 626e635.
- [147].Sulapha, P., Wong, F.S., Wee, H.T., Swaddiwudhipong, S., 2003.Carbonation of Concrete containing mineral admixtures. *J. Mater. Civil. Eng.* 15 (2), 134e143.
- [148].Siad, H., Mesbah, A.H., Khelafi, H., Bernard, K., S.,Mouli, M., 2010. Effect of mineral admixture on resistance to sulphuric and hydrochloric acid attacks in selfcompacting concrete.*Can. J. Civ. Eng.* 37 (3), 441e449.
- [148].Khatib, J.M.Performance of self-compacting concrete containing fly ash.*Construction and Building Materials*, 22, 2008, pp 1963– 1971.
- [149].Zhao, H., Sun, W., Wu, X., Gao, B. The properties of the self-compacting concrete with fly ash and ground granulated blast furnace slag mineral admixtures. *Journal of Cleaner Production* 95 (2015) 66e74.
- [150].Chen, W.H., Brouwers, J.H., 2012. Hydration of mineral shrinkage-compensating admixture for concrete: an experimental and numerical study. *Constr. Build. Mater.* 26 (1), 670e676
- [151].Cengiz, D.A., 2004.Carbonation-porosity-strength model for fly ash Concrete. *J. Mater. Civ. Eng.* 16 (1), 91e94.

- [152].Pala, S.C., Mukherjee, A., Pathak, S.R., 2003. Investigation of hydraulic activity of ground granulated blast furnace slag in concrete. *Cem.Concr. Res.* 33 (9), 1481e1486
- [153].Khatib JM, Clay RM. Absorption characteristic of metakaolin concrete. *Cem Concr Res* 2003;34:19–29.
- [154].Razak HA, Chai HK, Wong HS.Near surface characteristics of concrete containing supplementary cementing materials. *Cem Concr Compos* 2004;26:883–9.
- [155].Siddique R, Klaus J. Influence of metakaolin on the properties of mortar and concrete: a review. *Appl Clay Sci* 2009;43:392–400.
- [156].Badogiannis E, Tsivilis S. Exploitation of poor Greek kaolins: durability of metakaolin concrete. *Cem Concr Compos* 2009;31:128–33.
- [157].Shekarchi M, Bonakdar A, Bakhshi M, Mirdamadi A, Mobasher B. Transport properties in metakaolin blended concretes. *Constr Build Mater* 2010;24:2217–23.
- [158].Güneyisi E, Gesog˘lu M, Karaog˘lu S, Mermerdas K. Strength, permeability and shrinkage cracking of silica fume and metakaolin concretes. *Constr Build Mater* 2012;34:120–30.
- [159].Ramezaniapour AA, Bahrami JH. Influence of metakaolin as supplementary cementing material on strength and durability of concretes. *Constr Build Mater* 2012;30:470–9.
- [160].Hassan AAA, Lachemi M, Hossain KMA.Effect of metakaolin and silica fume on the durability of self-consolidating concrete. *Cem Concr Compos* 2012;34(6):801–7.
- [161].Dinakar P, Sahoo KS, Sriram G. Effect of metakaolin content on the properties of high strength concrete. *Int J Concr Struct Mater* 2013;7(3):215–23.
- [162].Badogiannis, B.G., Sfikas, L.P., Voukia, D.V., Trezos, K.G., Tsivilis, S.G. Durability of metakaolin Self-Compacting Concrete. *Construction and Building Materials* 82 (2015) 133–141.
- [163].ROUGEAU P., MAILLARD J.L. and MARY-DIPPE C., “Comparative study on properties of self-compacting concrete and high performance concrete used in precast construction”, *Proceedings of First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete (PRO 7)*, Stockholm, Suède, pp. 251-261, 13-15 septembre 1999.
- [164].Kannan, V., Ganesan, K. Chloride and chemical resistance of self compacting concrete containing rice husk ash and metakaolin. *Construction and Building Materials* 51 (2014) 225–234.
- [165].Uysal Mucteba, Yilmaz Kemalettin, Ipek Metin.The effect of mineral admixtures on mechanical properties, chloride ion permeability and impermeability of self-compacting. *Concr, Constr Build Mater* 2012;27:263–70.
- [166].Courard, L., Michel, F. Limestone fillers cement based composites: Effects of blast furnace slags on fresh and hardened properties. *Construction and Building Materials* 51 (2014) 439–445
- [167].Craeye B, De Schutter G, Desmet B, Vantomme J, Heirman G, Vandewalle L, Kadri EH, et al. Effect of mineral type on autogenous shrinkage of selfcompacting concrete. *Cem Concr Res* 2010; 40:908–13.
- [168]. Kosmatka, S.H.; Kerkhoff, B.; and Panarese, W.C., *Design and Control of Concrete Mixtures*, Engineering Bulletin 001, 14th Edition, Portland Cement Association, Skokie, IL, 2002, p. 236.



# Chapitre 2

## *Méthodologie, matériaux et techniques expérimentales*

---

### 1 Introduction

Dans ce chapitre, nous présenterons la méthodologie suivie pour répondre à notre projet de recherche, ensuite nous dériverons les matériaux utilisés ainsi que les techniques expérimentales adoptés ou mises au point.

### 2 Méthodologie

Afin de pouvoir évaluer la performance de 2 ciments industriels (CEM III et CEM V) et 2 additions minérales, métakaolin et sédiment de dragage dans les BAP, nous avons réalisé une grande campagne expérimentale permettant de caractériser l'effet de ces ciments et additions sur le comportement à court et long terme de BAP. Pour cela, nous avons choisi une formulation de BAP de référence à base de ciment portland à partir de laquelle nous avons dérivé 4 autres BAP de même composition où seule la nature du liant est différente. Nous nous sommes intéressés au problème principal des BAP à savoir leur retrait et pour cela, nous avons étudié expérimentalement leur retrait libre et restreint à court et long terme, le but est d'avoir une image la plus complète possible de leur variation dimensionnelle à la fois dans des conditions endogènes et dans des conditions de séchage. Nous nous sommes ensuite intéressés à leur durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures en étudiant expérimentalement leurs propriétés de transport et leur résistance à la carbonatation. Afin de vérifier la capacité ou non des essais accélérés à être discriminant vis-à-vis d'une formulation de BAP, nous avons réalisé des essais à la fois de carbonatation accélérée et de carbonatation naturelle. Enfin, la fissuration est un phénomène important que nous avons souhaité traiter par le biais du retrait restreint avec suivi de la fissuration et par le biais du couplage fissuration-diffusion et fissuration-perméabilité. En parallèle à ces essais et afin d'apporter des explications aux différents phénomènes observés et résultats obtenus, des mesures et analyses physico-chimiques et de microstructure sont réalisés, notamment des analyses MEB-EDS, DRX et analyses thermiques.

### 3 Matériaux et formulations utilisés

Les matériaux utilisés dans ce travail sont décrits ci-après :

#### 3.1 Granulats et sable

Les bétons autoplaçants doivent être formulés pour avoir un bon écoulement, et ce, quel que soit la densité du ferrailage. C'est pourquoi le diamètre maximal des granulats doit être faible (généralement inférieur à 16 mm) [2]. Le sable utilisé pour cette étude est de classe granulaire 0/4 d'origine alluvionnaire ayant une densité de 2,6 et un coefficient d'absorption d'eau de 1,2%. Les

graviers de classe granulaire 6.3/10 issus de concassage de roches siliceuses ont une densité de 2,66 et un coefficient d'absorption d'eau de 0,5%.

### 3.2 Ciments

Trois différents ciments industriels ont été utilisés dans cette étude :

- Un ciment portland (CEM I 52.5 N) : il contient 98 % de clinker. Les CEM I conviennent pour le béton armé ou le béton précontraint où une résistance élevée est recherchée. Ce ciment provient de l'usine Lafarge de Saint Pierre la Cour.
- Un ciment de haut-fourneau (CEM III/A 52.5 L) : il contient de 62% de laitier de haut-fourneau et 36% de clinker. Ce ciment a été récupéré de l'usine Lafarge du HAVRE.
- Un ciment composé ou ternaire (CEM V 42.5 N) : anciennement appelé ciment au laitier et aux cendres, contient 54.5% de clinker, 20% de cendres volantes et 25% de laitier de haut-fourneau. Ce ciment provient de l'usine Lafarge au HAVRE.

Les ciments CEM III et CEM V sont des ciments recommandés pour les ouvrages hydrauliques souterrains, pour les ouvrages de fondation ou encore les ouvrages soumis à des milieux agressifs. Entre 2000 et 2008, la part de production de ce type de ciment est ainsi passée de 5 à 11%.

Le Tableau 2-1 donne la composition minéralogique massique en C<sub>3</sub>S, C<sub>2</sub>S, C<sub>3</sub>A et C<sub>4</sub>AF des trois ciments étudiés dans notre travail de recherche. Leur composition physico-chimique est donnée dans le Tableau 2-2 et leur granulométrie dans la Figure 2-2.

*Tableau 2-1: Composition minéralogique du clinker des trois ciments industriels utilisés*

les phases constituantes de ciment (%)	CEM I (52.5N)	CEM III/A (52.5L)	CEM V (42.5N)
C <sub>3</sub> S	63,9	62	62
C <sub>2</sub> S	12,6	14	10,5
C <sub>3</sub> A	8,09	12	12
C <sub>4</sub> AF	9,8	6	6

### 3.3 Additions minérales

Trois additions minérales ont été utilisées : le filler calcaire, du métakaolin et un sédiment provenant du piège de Lyvet sur la Rance.

#### Filler calcaire

Le filler calcaire utilisé est un filler BETOCARB® P2 (NF P 18-508) de la société Omya SAS. Il se présente sous forme de poudre de calcite caractérisée par une structure rhomboédrique et par une grande finesse. Ses propriétés physico-chimiques sont données dans le Tableau 2-2 et sa courbe granulométrique en Figure 2-2.

#### Métakaolin

Nous avons utilisé dans cette étude un métakaolin appelé ARGICAL-M 1000 qui est une pouzzolane artificielle (métakaolin), obtenue par calcination et broyage d'une argile kaolinique du bassin des Charentes. ARGICAL-M 1000 est un silicate d'alumine déshydroxylé, de composition générale  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2$ . C'est un matériau amorphe, non cristallisé, dont les particules présentent une forme lamellaire. Sa composition chimique est donnée dans le Tableau 2-2.

### Sédiment

Le sédiment utilisé est un sédiment de dragage maritime provenant du piège de Lyvet sur la Rance. Ce sédiment a fait l'objet de plusieurs études antérieures [3-4-5]. Il est utilisé ici après un traitement thermique à 650°C afin d'éliminer la matière organique et permettre l'activation de certains minéraux argileux. Le protocole utilisé est le même que celui décrit par Dang et al [3]. Il est schématisé dans la Figure 2-1. La procédure de cuisson consiste en une augmentation de la température, de la température ambiante à la température de cuisson sélectionnée (650°C) avec un maintien de cette dernière constante pendant 5 heures. Ensuite, le four est arrêté pour un refroidissement naturel jusqu'à la température ambiante. La granulométrie du sédiment traité est donnée dans la Figure 2-2 et Ses propriétés physico-chimiques sont données dans le Tableau 2-3.

Tableau 2-2: Composition chimique et propriétés physiques des ciments et des additions utilisés.

Analyse chimique (%)	CEM I (52.5N)	CEM III/A (52.5L)	CEM V/A (42.5N)	Filler calcaire	Metakaolin (MK)
CaO	64.53	49.9	47.4	—	0.1
CaCO <sub>3</sub>	—	—	—	96.8	—
SiO <sub>2</sub>	20.12	29.1	31.1	0.9	55
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5.03	8.5	10.9	—	40
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3.12	1	2.5	—	1.4
MgO	0.98	5	2.5	—	0.2
K <sub>2</sub> O	0.98	0.32	0.71	—	0.8
Na <sub>2</sub> O	0.16	0.4	0.31	—	0.02
SO <sub>3</sub>	3.34	2.67	2.58	—	—
Clinker (%)	98	36	54	—	—
Laitier (%)	—	62	25	—	—
Cendres volantes (%)	—	—	20	—	—
Surface spécifique (cm <sup>2</sup> /g)	3649.9	4263	4250	4190	17000

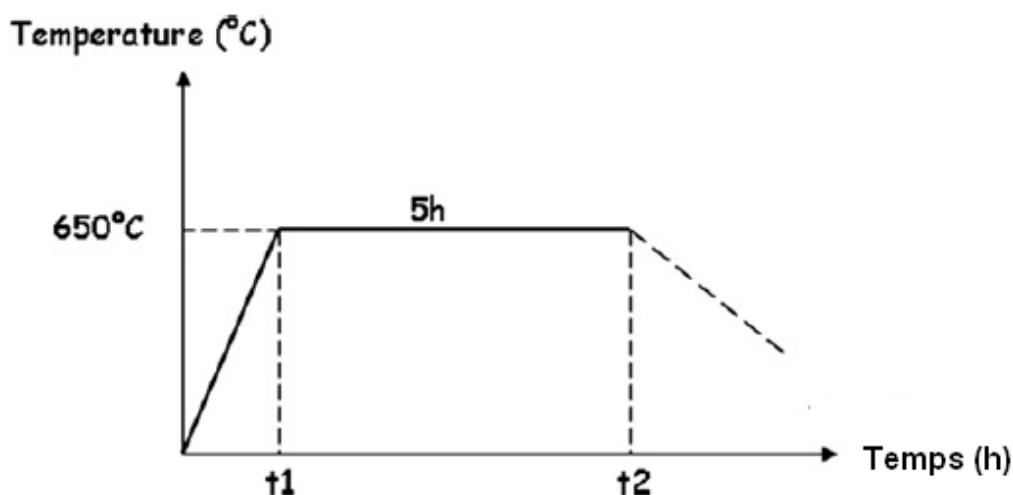


Figure 2-1: Procédure d'échauffement

Tableau 2-3: Composition chimique du sédiment brut

Name	Concentration (g/kg)
Silicon	188.7
Potassium	6.4
Calcium	67.1
Magnesium	9.6
Sodium	10.7
Sulfur	3.2
Titanium	0.63
Iron	31.5
Manganese	0.32
Aluminum	27.9

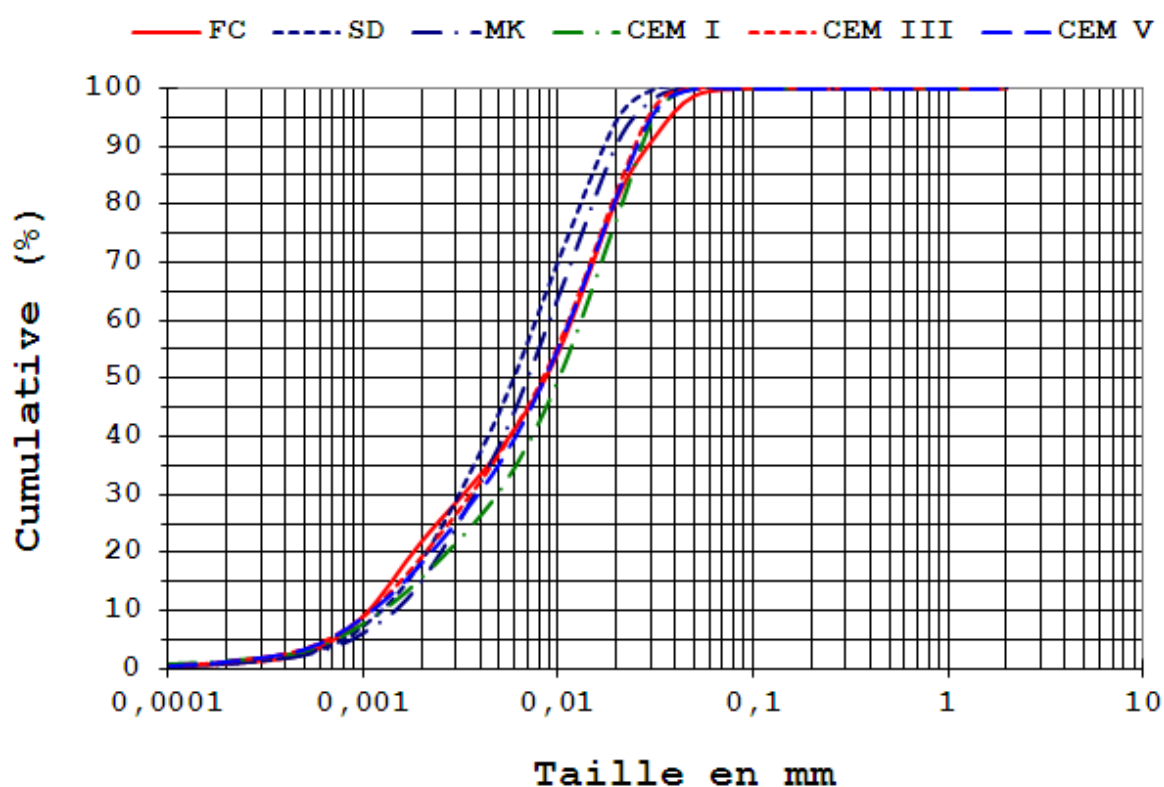


Figure 2-2: Distribution granulométrique des ciments et des additions utilisés

### 3.4 Adjuvant

Les adjuvants permettent d'obtenir une grande fluidité et une parfaite homogénéité nécessaire à l'obtention d'un BAP. Un seul type d'adjuvant a été employé durant notre étude, un superplastifiant/haut réducteur d'eau polyvalente de nouvelle génération non chloré basé sur le polycarboxylate modifié, conforme à la norme NF EN 934 2. Sa densité est de  $1,05 \pm 0,02 \text{ g / cm}^3$  (à  $20^\circ \text{C}$ ), et le pH:  $4,70 \pm 1,00$ . Son dosage peut varier de 0,2 à 3% du poids du liant ou du ciment selon la fluidité et les performances recherchées. Il se caractérise par sa résistance à la ségrégation, ces caractéristiques nous ont permis de réaliser tous les essais préconisés pour les BAP à l'état frais sans utiliser de retardateur de prise ou d'agent de viscosité.



## 4 Formulation des pâtes de liant et des BAP

### 4.1 Formulations des BAP

Une formulation de BAP industriel de parement à base de CEM I a été retenue. La même composition a été retenue pour les 4 autres BAP où le ciment CEM I a été remplacé soit totalement par du CEM III ou du CEM V ou partiellement par 15% de Métakaolin et 8% de sédiment. En total, cinq BAP ont été fabriqués avec un rapport eau sur liant (E/L) constant égale à 0.368 ( $L = \text{ciment} + \% \text{MK (ou \%SD)}$ ) et une quantité de pâte constante de 570 kg/m<sup>3</sup>. Les teneurs en granulats et en sable des mélanges ont été maintenues constantes. Le Tableau 2-4 présente la composition des 5 BAP étudiés ainsi que leurs désignations. Le superplastifiant a été ajouté au moment du mélange. Tous les bétons ont été mélangés selon la norme EN 196-1 dans un malaxeur à béton de capacité 100 litre. L'ordre d'introduction des constituants et les séquences de malaxage des BAP sont présentés sur la Figure 2-3.

Tableau 2-4: Désignations et formulations des différents BAP étudiés

Composition (kg/m <sup>3</sup> )	BAP-CEM I	BAP-CEM I/SD	BAP-CEM I/MK	BAP-CEM III	BAP-CEM V
Gravier 6,3/10	760	760	760	760	760
Sable 0/4	780	780	780	780	780
CEM I	330	303.6	280.5	—	—
CEM III	—	—	—	330	—
CEM V	—	—	—	—	330
Filler calcaire	240	—	240	240	240
Métakaolin	—	—	49.5	—	—
Sédiment	—	26.4	—	—	—
Eau	210	210	210	210	210
Superplastifiant	2.8	3.5	4.4	2	2.5
E/L	0.368	0.368	0.368	0.368	0.368

La caractérisation à l'état frais des bétons autoplaçants s'est limitée aux essais recommandés par l'AFGC [3]: étalement au cône (SF), écoulement à la boîte en L et stabilité au tamis (Sr).

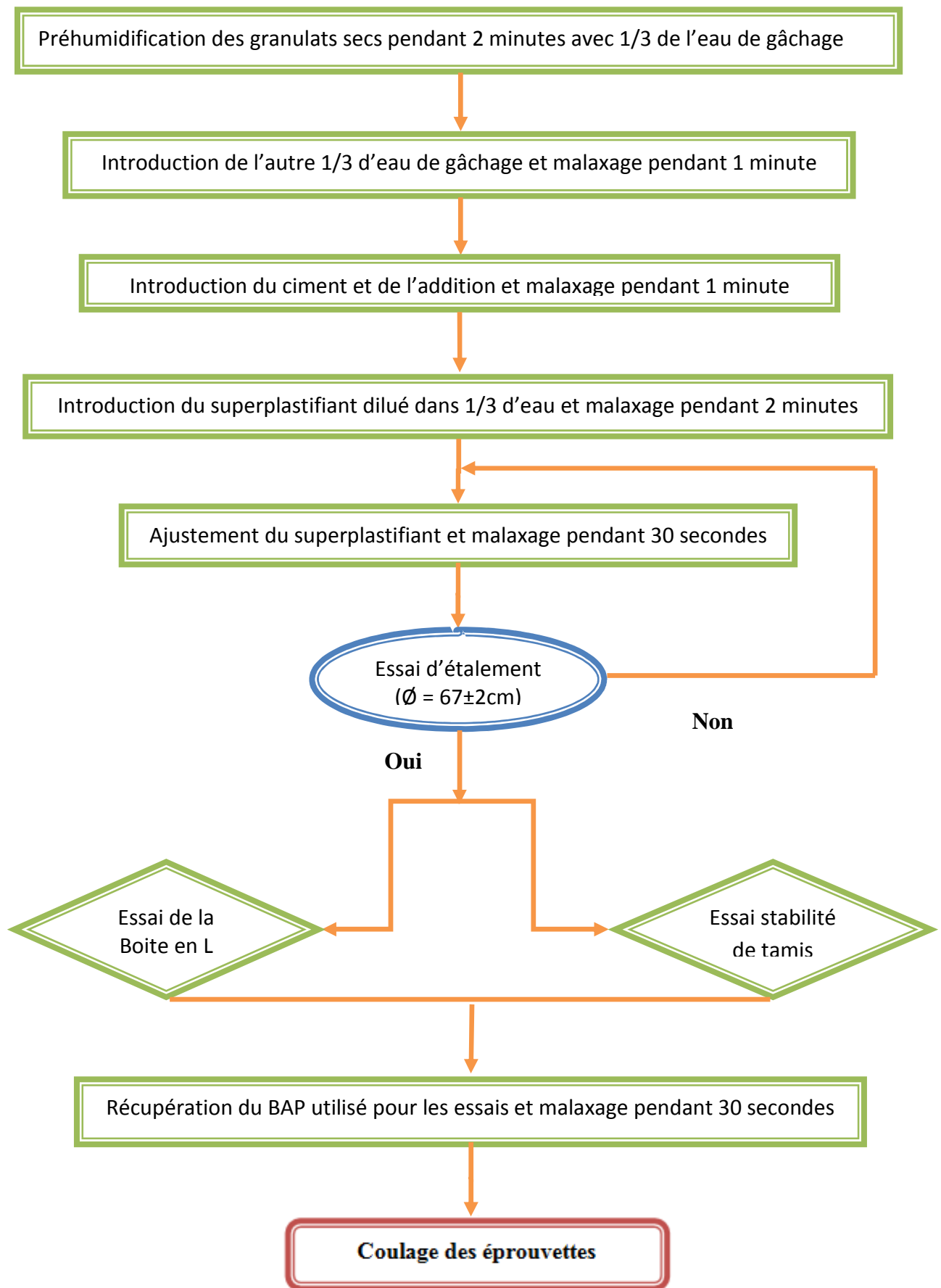


Figure 2-3: Organigramme des séquences de malaxage des BAP.

## 4.2 Formulations des pâtes de liant

Afin de s'affranchir de l'effet des granulats et étudier la réactivité des liants utilisés, des pâtes de liant ont été fabriquées. La composition de ces pâtes correspond à celle de la pâte de liant dans les BAP avec une utilisation moindre de superplastifiant. Ainsi, des pâtes à base de ciment, filler calcaire et addition (MK ou SD) de rapport E/Liant constant égal à 0.368 ont été formulées. Leurs compositions sont données dans le Tableau 2-5.

Tableau 2-5: formulations des pâtes de liant d'étude

Composition (kg/m <sup>3</sup> )	P-CEM I	P-CEM I/SD	P-CEM I/MK	P-CEM III	P-CEM V
CEM I	330	303.6	280.5	—	—
CEM III	—	—	—	330	—
CEM V	—	—	—	—	330
Filler calcaire	240	—	240	240	240
Métakaolin	—	—	49.5	—	—
Sédiment	—	26.4	—	—	—
Eau	210	210	210	210	210
E/L	0.368	0.368	0.368	0.368	0.368

## 5 Essais de caractérisation des BAP à l'état frais

En France, plusieurs essais de caractérisation ont été préconisés par l'Association Française de Génie Civil (AFGC, 2000). D'abord provisoires, ces recommandations sont devenues, sur site, les essais de référence pour valider une formule de BAP.

### 5.1 Essai d'Etalement (Slump Flow)

Pour la détermination de l'étalement (Slump Flow), on utilise le même cône que celui normalement utilisé pour l'essai d'affaissement. Ce cône est placé sur une plaque d'étalement, à surface propre et humidifiée et de dimension suffisante (800 par 800 mm), puis il est rempli de BAP. Le cône est ensuite soulevé et le BAP en sort en formant une galette qui s'élargit sous sa propre énergie, sans qu'il soit nécessaire de soulever et de laisser retomber la plaque, comme dans l'essai classique d'étalement (voir Figure 2-4). La valeur de l'étalement correspond au diamètre moyen de la galette de béton ainsi obtenue, qui devrait être comprise entre 600 et 800mm. La tendance à la ségrégation peut être évaluée qualitativement. Les granulats grossiers devraient être répartis uniformément et aucune concentration ou séparation de fines ne devrait apparaître sur les bords de la galette.

#### Spécifications des classes d'étalement

La classe SF1 est souvent appropriée :

- aux structures en béton non ou faiblement armées, bétonnées par le haut, avec un libre déplacement du point de remplissage (dalles de maison)
- au bétonnage à la pompe par injection (revêtement de tunnels)
- aux sections suffisamment petites pour éviter de grande longueur de cheminement horizontal (pieux et certaines fondations profondes)

La classe SF2 est appropriée à de nombreuses applications courantes (par exemple voiles, poteaux, etc.)

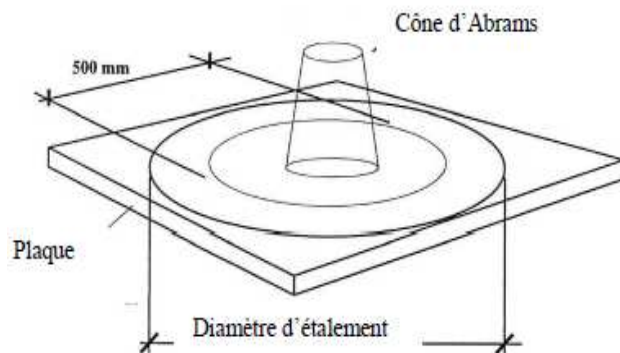


Figure 2-4: Essai d'étalement au cône (slump flow).

[Eq. 2-1]

La classe SF3 est normalement produite avec un diamètre maximum des granulats peu élevé (inférieur à 16 mm) et est utilisée pour des applications verticales dans des structures qui comportent un ferrailage dense, ou qui sont de formes complexes.

Tableau 2-6: Les classifications de l'essai d'étalement par rapport au diamètre obtenu.

CLASSE	ETALEMENT en mm
SF1	550 à 650
SF2	650 à 750
SF3	750 à 850

## 5.2 Essai de la boîte en L (L-Box) :

La procédure d'essai de la boîte en L consiste à remplir par du béton la partie verticale de la boîte. Ensuite, le volet est soulevé, ce qui provoque l'écoulement du béton qui doit passer à travers un grillage, formé de 3 barres d'armature  $\varnothing$  12 mm distantes de 41 mm, avant de pouvoir atteindre la partie horizontale de la boîte. On mesure le temps nécessaire dès l'ouverture du volet jusqu'à la fin de l'écoulement du béton dans la partie horizontale. Ce temps d'écoulement devrait être compris entre 3 et 7 secondes. On peut aussi mesurer la hauteur atteinte aux deux extrémités de la partie horizontale par le béton (H2 et H1), afin de qualifier sa capacité d'autonivellement. Le rapport H2/H1 devrait être supérieur à 0.80. L'essai permet de vérifier la capacité du béton à s'écouler au travers d'un réseau d'armatures d'écartement défini. (Figure 2-5)

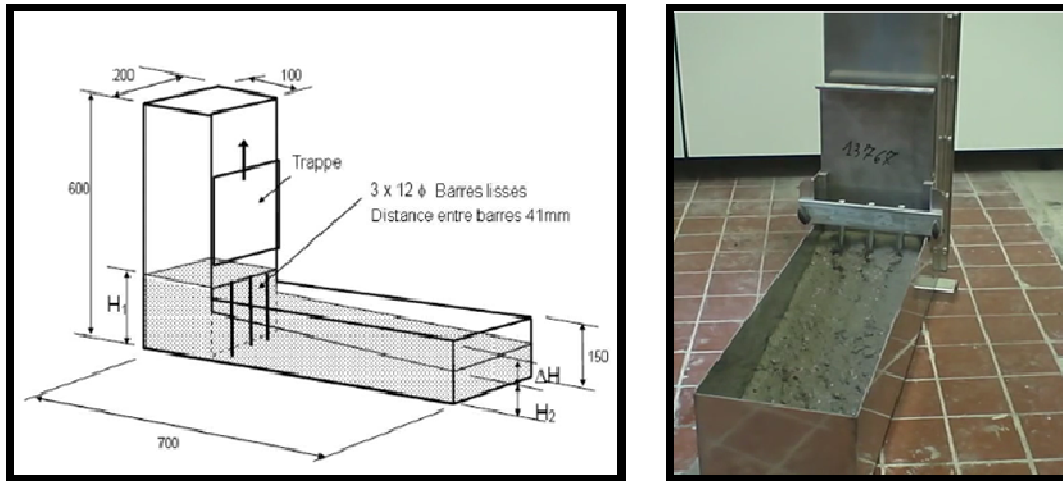


Figure 2-5: Schéma de la boîte en L (toutes les dimensions en mm)

[Eq. 2-2]

Tableau 2-7: Les classifications de l'essai d'écoulement par rapport à la valeur  $H_2/H_1$  et le nombre d'armatures

CLASSE	TAUX DE REMPLISSAGE
PL1	$\geq 0.80$ avec 2 armatures
PL2	$\geq 0.80$ avec 3 armatures

### 5.3 Essai de stabilité au tamis

Cet essai permet d'étudier la résistance à la ségrégation et au ressuage du BAP, qui doit être stable sous l'effet de la gravité. Il consiste à déverser une quantité de béton (2 litres) sur un tamis (de maille 5 mm) avec une hauteur de chute de 50 cm.

Le pourcentage en poids de laitance ayant traversé le tamis par rapport au poids de l'échantillon initial exprime la stabilité du béton (Figure 2-6). Ce rapport doit être compris entre 5% et 15%.

La valeur de stabilité au tamis, qui décrit la résistance à la ségrégation, est fondamentale pour l'homogénéité et la qualité in situ du BAP.

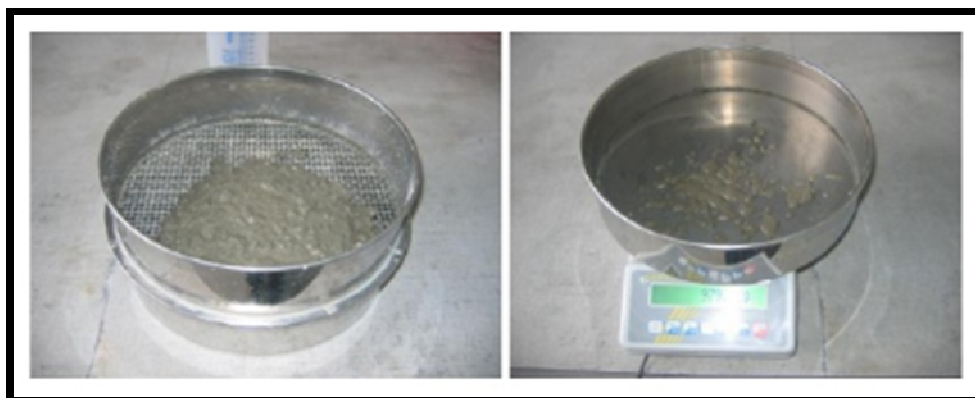


Figure 2-6: Essai de stabilité au tamis

La classe SR1 est généralement applicable aux dalles de faible épaisseur et peut également être utilisée dans les applications verticales avec une distance maximale de cheminement de 5 mètres et un intervalle d'écoulement supérieur à 80 mm.

La classe SR2 est mieux adaptée dans les applications verticales si la distance de cheminement est supérieure à 5 mètres et si l'intervalle d'écoulement est supérieur à 80 mm.

Elle convient également pour les applications verticales avec un intervalle d'écoulement maximum de 80 mm, si la hauteur de chute du béton est inférieure à 5 mètres.

[Eq. 2-3]

## 6 Essais de caractérisation physico-chimique et microstructurale

### 6.1 Essais de réactivité des liants

Nous avons cherché à caractériser la réactivité des liants par la mesure des temps de début et fin de prise, par la mesure de la pouzzolanité du sédiment et du métakaolin et par le suivi de l'évolution dans le temps de l'eau liée dans les pâtes.

### 6.2 Temps de prise

Les mesures du temps de début et fin de prise ont été effectuées en utilisant un appareil VICAT automatique classique. La mesure a été effectuée dans une salle à température constante égale à 20°C sur des mortiers autoplaçants.

### 6.3 Mesure de la pouzzolanité du métakaolin et du sédiment traité

Afin d'évaluer l'activité pouzzolanique du métakaolin et du sédiment traité, nous avons effectués des mesures selon la procédure de l'essai Chapelle modifiée [7]. Cet essai permet de mesurer la quantité de CaO qui peut être fixée par le matériau testé. Une illustration de cet essai est donnée en Figure 2-7.

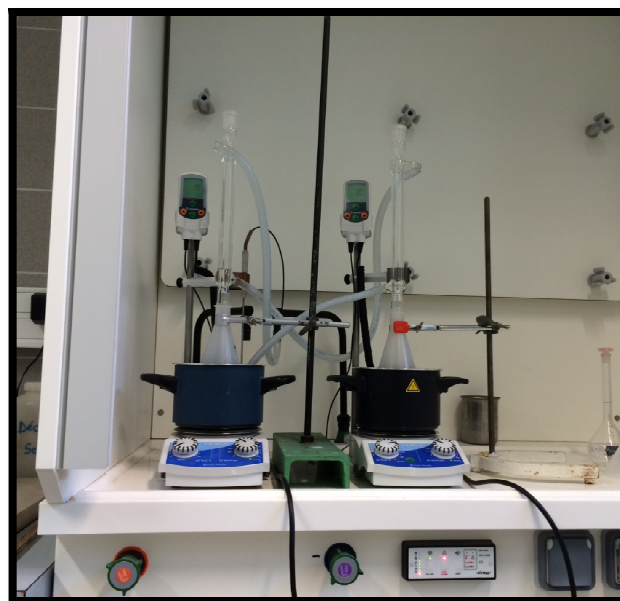


Figure 2-7: photographie illustrant l'essai Chapelle utilisé

#### 6.4 Mesure thermique de la teneur en eau libre et liée

L'objectif principal de l'analyse thermique que nous avons menée est de suivre l'évolution de la teneur en eau liée des pâtes de liant. En effet, l'eau liée peut être considérée comme un indicateur important et fiable de l'avancement de l'hydratation et de la modification de la microstructure. Pour cela, nous avons effectué des mesures de perte de masse suite à différents chargements thermiques. La teneur en eau liée correspond à la perte de masse d'eau entre 1000°C et 105°C. Les mesures ont été effectuées sur des pâtes de liant broyées (environ 3 g). Les poudres obtenues sont mises dans des creusets et placées dans un four. Des chargements et déchargements en température sont effectués selon le schéma ci-après. Des analyses complémentaires par ATG auraient pu apporter des informations complémentaires mais nous n'avons pas pu les réaliser. Les échantillons sont portés en température de la température ambiante jusqu'à 1000°C avec une vitesse de 10°C par minute et un palier d'1 heure à 105°C et à 1000°C (Voir Figure 2-8).

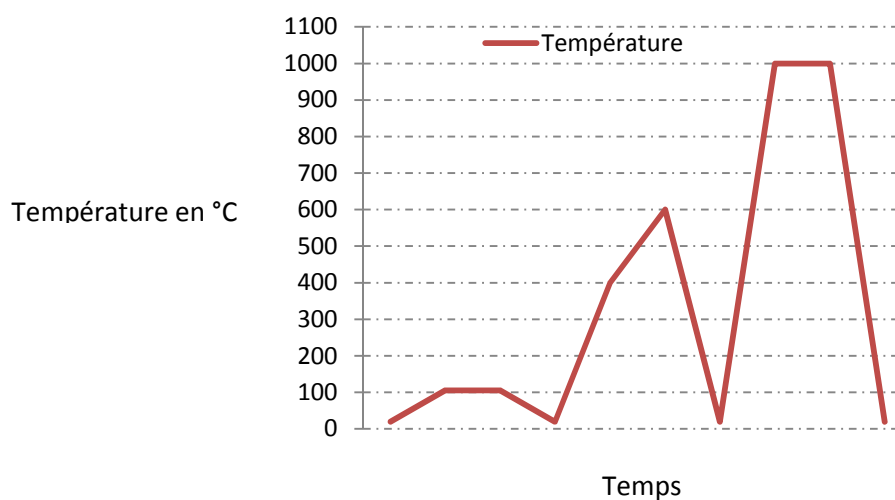


Figure 2-8: chargement-déchargement en température pour la mesure des pertes en masse.

Des mesures intermédiaires ont été également effectuées à 400°C et 600°C. Les teneurs en eau liée ( $W_{ne}$ ) et eau libre ( $W_e$ ) sont calculées par les équations suivantes :

$$W_e = \frac{W_i - W_{105^\circ\text{C}}}{W_i} \quad [\text{Eq. 2-4}]$$

$$W_{ne} = \frac{W_{105^\circ\text{C}} - W_{1000^\circ\text{C}}}{W_{105^\circ\text{C}}} \quad [\text{Eq. 2-5}]$$

$W_{105^\circ\text{C}}$  est la masse de l'échantillon après cuisson à 105°C

$W_{1000^\circ\text{C}}$  est la masse après cuisson à 1000°C moins la masse du gaz CO<sub>2</sub> dégagé suite à la décarbonatation du filler.

La perte de masse du filler calcaire après cuisson à 1000°C par rapport à 105°C a été mesurée et elle est égale à 11.8%.

#### 6.5 Analyses par DRX

La diffraction des rayons X est la méthode la plus couramment utilisée pour se renseigner sur la composition minéralogique d'un matériau. L'objectif de ces tests est d'identifier les phases cristallines des formulations étudiées et nous renseigner sur le développement de la microstructure.



Les analyses ont été réalisées sur des poudres de pâtes de liant broyées en utilisant un diffractomètre de rayons X de marque Bruker D8, équipé d'une source Cu monochromatique et d'un détecteur linéaire rapide Lynx Eye.

## 6.6 Analyses par MEB-EDS

Des observations par microscopie électronique à balayage associées à de la microanalyse élémentaire par spectrométrie X ont été réalisées sur des pâtes de liant en utilisant un MEB à effet de champ JSM 7100F équipé d'un détecteur EDS SDD de marque Oxford. Avant analyse, les échantillons ont été métallisés au carbone ou à l'or-palladium afin de rendre leur surface conductrice.

## 6.7 Essai de porosité accessible à l'eau

L'essai de porosité accessible à l'eau a été réalisé selon le mode opératoire recommandé par le groupe de travail [AFREM, 1997] et cité dans le projet GranDuBé [8]. Il s'agit de la détermination par pesée de la masse apparente d'un corps d'épreuve de béton (après immersion dans un liquide avec lequel il a été imprégné sous vide), de sa masse dans l'air libre (alors qu'il est encore imbibé de liquide) et de sa masse sèche. A partir de ces valeurs, sont calculées la masse volumique apparente, la porosité ouverte et la porosité totale. L'essai a été réalisé après 28, 90 et 365 jours de conservation sur des corps d'épreuve sciés de dimensions ( $\varnothing$  110×50 mm). Trois échantillons par formulation de béton ont été testés. Pour se faire, les échantillons sont placés dans un récipient étanche (dessiccateur). Sous une pression constante (25 m bars), le vide a été conservé pendant 4 heures. Ensuite, l'eau est introduite progressivement dans le récipient de façon qu'après 15 minutes, le corps d'épreuve soit recouvert d'environ 20 mm d'eau (Figure 2-9).



Figure 2-9: Schéma de l'essai de porosité à l'eau.

La dépression a ensuite maintenue faible pendant  $20 \pm 1$  h, puis la pompe a été déconnectée. Les échantillons sont alors sortis du récipient et pesés dans l'eau à l'aide d'une balance hydrostatique. On détermine ainsi la masse  $m_{app}$ . Les éprouvettes ont été extraites de l'eau et essuyées rapidement à l'aide d'une éponge humide. La masse  $m_{app}$  est obtenue par pesée dans l'air à  $0,01$  près. Pour déterminer la masse sèche, les échantillons ont été placés dans une étuve réglée à  $105 \pm 5^\circ\text{C}$  jusqu'à ce que deux pesées successives, avant et après une présence de 24 h à l'étuve, ne



diffèrent pas de plus de 0,05%. La masse ainsi déterminée est  $M_{sec}$ . La porosité accessible à l'eau,  $P$ , exprimée en pourcentage en volume, est donnée par l'équation :

$$P = \frac{M_{air} - M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} \times 100 \quad [\text{Eq. 2-6}]$$

Avec

$M_{eau}$  : La masse du corps d'épreuve immergé dans l'eau en gramme;

$M_{air}$  : La masse du corps d'épreuve imbibé pesé dans l'air en gramme;

$M_{sec}$  : La masse du corps d'épreuve sec en gramme.

## 6.8 Essai d'absorption capillaire

Cet essai mesure le taux d'absorption de l'eau par succion capillaire des éprouvettes de bétons moulées ou carottées, non saturées, mises en contact avec de l'eau sans pression hydraulique. Avant les mesures de la sorptivité, les éprouvettes sont pré-conditionnées selon les recommandations de la procédure AFREM [AFPC, 97] qui a également fait l'objet de recommandations dans la synthèse des travaux du projet GranDuBé (2007).

L'essai a été réalisé sur des échantillons moulés de formes cylindriques ( $\phi 110 \times 50h$  mm) (trois échantillons par formulation). Les échéances de mesure sont les suivantes : 28 et 90 jours de conservation dans une salle humide.

A l'issue de la période de cure, les échantillons sont conservés dans une étuve ventilée à  $80 \pm 2^\circ\text{C}$ . Durant cette période, le suivi de la masse est réalisé à un intervalle de temps régulier, jusqu'à ce que la variation de la masse entre deux pesées espacées de 24 heures soit inférieure à 0,1%.

Les éprouvettes sont alors placées dans des dessiccateurs pendant 24 heures pour permettre le retour en température. Par la suite, la surface latérale de chaque cylindre est alors enduite de papier aluminium autocollant pour éviter l'évaporation latérale de l'eau absorbée durant l'essai.

L'essai de l'absorption capillaire a été réalisé suite à ce pré-conditionnement. Les éprouvettes sont immergées dans l'eau du récipient sur une hauteur maximale de 5 mm à l'aide de cales (Figure 2-10). A chaque échéance, les éprouvettes sont sorties du récipient, essuyées à l'aide d'une éponge humide, pesées, puis replacées dans le récipient. Les échéances sont les suivantes : 0.25, 0.5, 1, 2, 4, 8 et 24 heures. L'essai est terminé après 24h.

Le pourcentage d'absorption est ensuite calculé par l'équation suivante:

$$Abs (\%) = \frac{M_{sat} - M_{sec}}{M_{sec}} \times 100 \quad [\text{Eq. 2-7}]$$

Où  $M_{sat}$  est la masse saturé de l'échantillon en eau et  $M_{sec}$  est la masse de l'échantillon sec avant mettre dans la cellule de l'absorption capillaire.

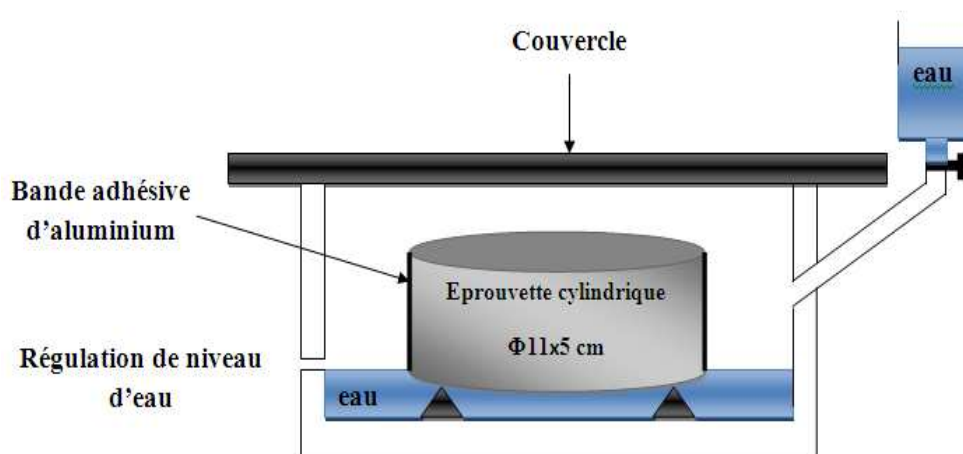


Figure 2-10: Dispositif expérimental pour l'essai d'absorption d'eau par capillarité.

## 7 Essais de durabilité

Parmi les principaux indicateurs de durabilité, on peut citer le coefficient de diffusion des chlorures et la perméabilité au gaz. La diffusion étant un phénomène lent, des essais accélérés sont souvent utilisés. Nous avons utilisé ici des essais de migration de chlorures.

### 7.1 Essai de migration des chlorures en régime permanent sur les BAP non endommagés

Il s'agit d'essai de diffusion accéléré par l'application d'un champ électrique entre les bornes de l'échantillon à tester. Une différence de potentiel de part et d'autre de l'échantillon de béton est appliquée grâce à des électrodes. Sous l'influence du champ électrique créé, le mouvement des chlorures, ainsi que celui des autres espèces ioniques, est accéléré vers l'électrode de signe opposé. Il s'agit plutôt d'une migration des ions que d'une diffusion.

Le protocole expérimental consiste à positionner l'échantillon cylindrique de béton, préalablement saturé par une solution de NaOH, entre les deux compartiments amont et aval de la cellule de migration. Le compartiment amont contient une solution saline (0.5mol NaCl + 0.3mol NaOH) et le compartiment aval une solution basique (0.3 mol NaOH) sans chlorures (anode). Les compartiments amont et aval sont régulièrement renouvelés afin de respecter des conditions aux limites en concentration constantes. Sous l'effet du champ électrique, les chlorures migrent de la cathode vers l'anode. Le dispositif est illustré et présenté schématiquement sur la Figure 2-11.

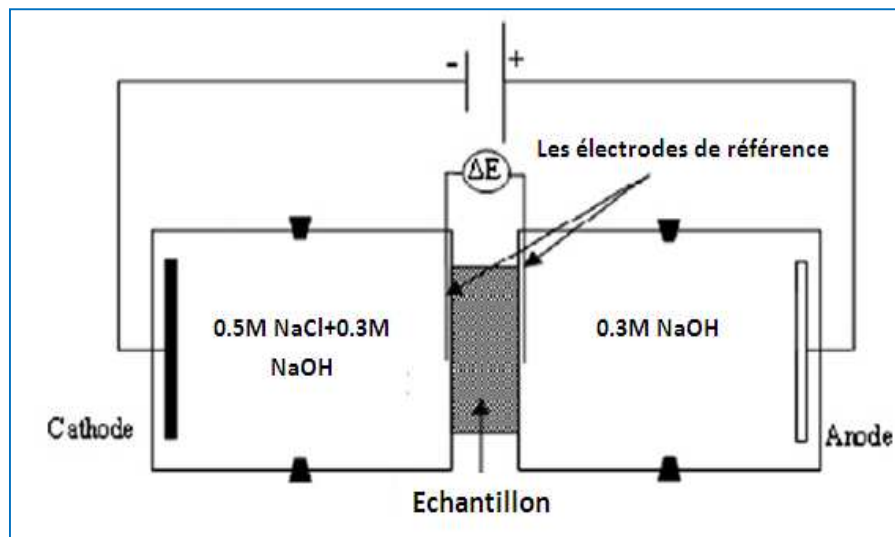
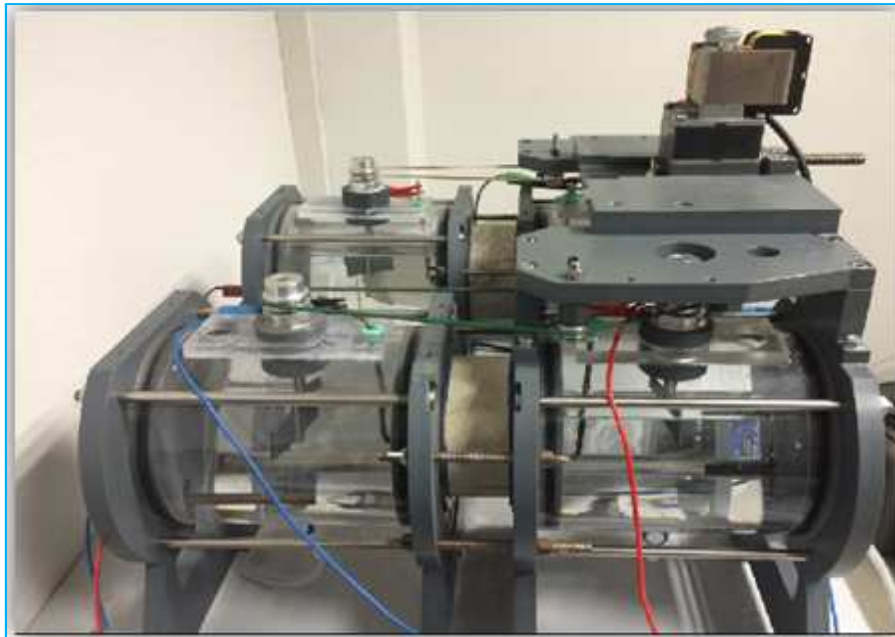


Figure 2-11: Photo et schéma des cellules de migration utilisées.

Une tension de 4 V/cm (soit 20 V pour un échantillon de 5 cm) est appliquée. Cette valeur est suffisante pour obtenir une bonne accélération du mouvement des chlorures sans élévation excessive de la température et sans génération de perturbations au niveau des électrodes, notamment la formation d'hypochlorite [9].

L'essai de migration des chlorures sous champs électrique permet de déterminer le coefficient de migration apparent ou effectif des chlorures selon que l'essai est réalisé en régime transitoire ou en régime permanent/stationnaire.

En régime transitoire, le coefficient de migration mesuré est un coefficient global qui prend en compte les interactions physico-chimiques entre les chlorures et la matrice cimentaire. L'essai consiste à mesurer la profondeur moyenne de pénétration des chlorures dans l'échantillon testé, généralement par l'application d'un indicateur coloré à base de nitrate d'argent  $\text{AgNO}_3$ . En régime permanent, le coefficient de migration mesuré ne prend pas en compte les interactions avec la

matrice cimentaire et permet de caractériser des bétons déjà contaminés avec des chlorures. Ce coefficient est déterminé à partir des mesures de concentration en chlorures du compartiment aval. Nous avons utilisé cette dernière méthode dans notre étude. La mesure des concentrations en chlorures a été réalisée à l'aide d'un titrimètre potentiométrique.

Le coefficient de diffusion a été déterminé selon les recommandations de GranDuBé (avril 2007) : «Détermination des coefficients de diffusion effectif et apparent des chlorures dans le béton par essais de migration en régime permanent et transitoire ». Ainsi, en régime permanent, le coefficient de diffusion effectif s'exprime à partir de l'équation de Nernst-Plank [Eq. 2-8]. Cette équation décrit le transport des chlorures au sein du béton saturé par diffusion sous l'effet d'un gradient de concentration et par migration sous l'effet d'un champ électrique. La relation de Nernst-Plank [Eq. 2-8] permet d'obtenir le flux d'ions chlorure  $J$  créé par ces deux phénomènes dans le cas d'un béton saturé.

$$J(x, t) = -D_e \frac{\partial C}{\partial x} + D_e \frac{zF}{RT} \frac{\partial E}{\partial x} C(x, t) \quad [\text{Eq. 2-8}]$$

$C(x,t)$ : concentration des ions chlorure dans le béton ( $\text{mol}/\text{m}^3$ ),  $F$ : la constante de Faraday= $9,648.104 \text{ J.V}^{-1}.\text{mol}^{-1}$ ,  $R$ : la constante des gaz parfait= $8,3144 \text{ J.mol.K}^{-1}$ ,  $T$ : température (K),  $z$ : valence du chlore,  $E$ : potentiel électrique (V),  $x$ : distance parcourue (m),  $t$ : temps (s). L'application d'un champ électrique  $E$  suffisamment important supérieur à 10V permet de négliger le premier terme de l'équation [Eq. 2-8] relatif au flux diffusif par rapport au second relatif au flux causé par le gradient électrique [8]. De ce fait le coefficient de diffusion  $D_e$  est déterminé par l'équation [Eq. 2-9]. La tension appliquée est de 22 V, et celle mesurée aux bornes de l'échantillon est égale à 20 V.

$$D_e = \frac{JRTL}{zFCA\Delta E} \quad [\text{Eq. 2-9}]$$

où  $J$  est le flux effectif en régime stationnaire mesuré dans le compartiment aval ( $\text{mol}/\text{m}^2.\text{s}$ ),  $D_e$  le coefficient de diffusion effectif ( $\text{m}^2/\text{s}$ ),  $C$  la concentration en chlorure en amont ( $\text{mol}/\text{m}^3$ ),  $F$  la constante de Faraday ( $96500 \text{ J/V.mol}$ ),  $T$  la température (K),  $\Delta E$  la différence de potentiel entre les deux surfaces de l'éprouvette (V), et  $L$  son épaisseur (m).

## 7.2 Mesure de la capacité de fixation des chlorures par la matrice cimentaire

Nous avons vu précédemment que les chlorures dans la matrice cimentaire peuvent être sous forme libres dans la solution interstitielle ou sous forme liés (chimiquement ou physiquement). Cette capacité de fixation dépend de plusieurs paramètres dont la nature des composants de la matrice cimentaire.

Afin d'obtenir des renseignements sur la capacité de fixation des chlorures de nos pâtes de liants nous avons mesuré les teneurs en chlorures libres et liés des éprouvettes de BAP ayant subies les essais de migration des chlorures en régime permanent. Pour cela, le cœur des éprouvettes a été broyé et mis en solution, dans de l'eau distillée pour le dosage des chlorures libres et dans une solution d'acide nitrique  $\text{HNO}_3$  pour le dosage des chlorures totaux. La teneur en chlorures liés est obtenue par différence entre la teneur en chlorures totaux et la teneur en chlorures libres. La mesure des concentrations en chlorures a été réalisée ici aussi à l'aide d'un titrimètre potentiométrique.

La Figure 2-12 illustre le dispositif utilisé pour le dosage des chlorures dans les solutions après mise en solution et filtration.

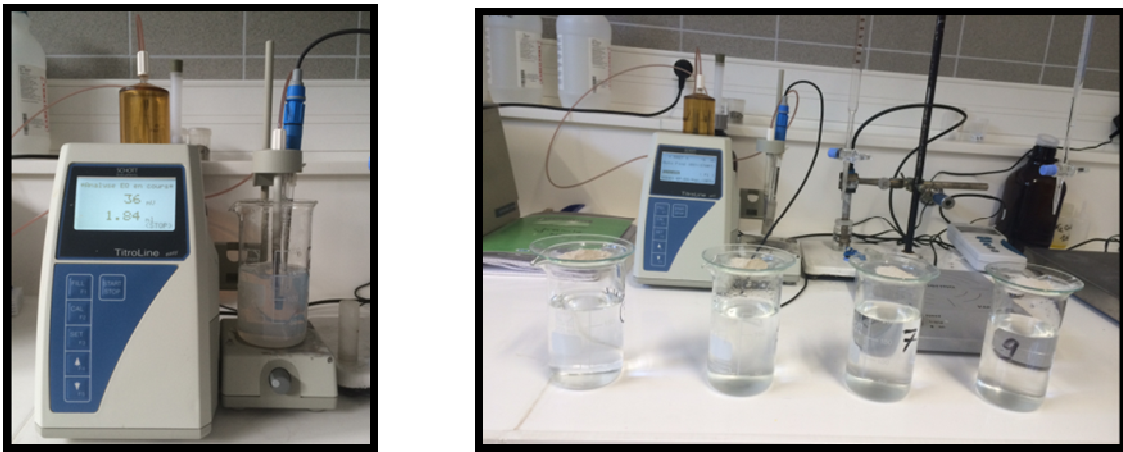


Figure 2-12: Schéma du dispositif de titrage potentiométrique.

### 7.3 Essai de perméabilité au gaz des BAP

L'essai utilisé pour la détermination de la perméabilité a été choisi selon les recommandations de Cembureau [10]. Le gaz utilisé dans cette étude est l'hélium. Le test consiste à appliquer un gradient de pression compris entre 1 et 5 bars par palier de 1 bar et mesurer le débit sortant en régime permanent. À partir de l'approche de Klinkenberg et les valeurs des perméabilités apparentes, il est possible de déterminer la perméabilité intrinsèque du béton étudié.

Les essais de perméabilité ont été réalisés sur des échantillons cylindriques  $\Phi$  110 x H 50 mm de BAP âgés de 360 jours (cure humide) obtenus par sciage d'éprouvettes  $\Phi$  110 x H 220 mm. Pour chaque BAP, trois échantillons provenant de 3 éprouvettes différentes sont testés, la valeur de perméabilité apparente retenue correspond à la moyenne obtenue sur les 3 échantillons.

Avant les tests de perméabilité, un pré-conditionnement des corps d'épreuve est adopté. En effet, après sciage selon la Figure 2-13, l'échantillon est rectifié pour obtenir une épaisseur de  $50 \pm 0,5$  mm. Les trois échantillons sont alors placés dans une étuve ventilée régulée à  $(80 \pm 1)^\circ\text{C}$ , et séchés jusqu'à stabilisation de la masse, c'est-à-dire jusqu'à ce que deux pesées successives, avant et après un séjour de 24 h à l'étuve, ne diffèrent pas de plus de 0,05% (critère du mode opératoire AFPC-AFREM). 24 heures avant l'échéance de mesure, les échantillons sont placés dans un dessiccateur hermétiquement fermé, dans une pièce régulée à  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$  et  $(50 \pm 2)\%$  d'humidité relative. Une dernière pesée est effectuée à la sortie du dessiccateur, avant l'essai, pour s'assurer de la stabilité de la masse.

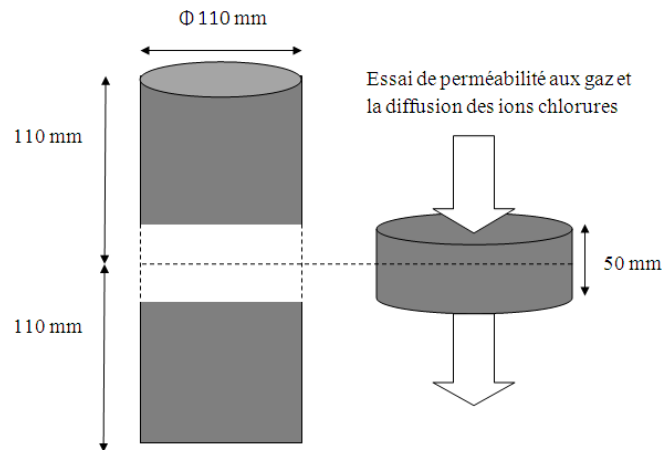


Figure 2-13: Préparation de l'échantillon à tester avec le perméamètre au gaz.

L'échantillon est d'abord placé dans le porte échantillon préalablement enduit de graisse silicone, puis placé dans la cellule de perméabilité. Une chambre à air torique gonflée avec une pression de 8 bars comprime le porte échantillon et assure ainsi l'étanchéité latérale. Le tuyau d'admission de l'hélium est connecté à la cellule. L'essai est réalisé dans une pièce dont l'atmosphère est régulée à  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$  et  $(50 \pm 5)\%$  d'humidité relative. Le dispositif d'essai représenté sur la Figure 2-14 est complété par un débitmètre en sortie de la cellule, qui permet de mesurer la pression à la sortie de la cellule.



Echantillon  $\phi 110 \times 50 \text{ mm}$

Figure 2-14: Dispositif expérimental utilisé pour la mesure de la perméabilité au gaz.

L'essai est réalisé par pressions croissantes, à 1.0 – 2.0 – 3.0 – 4.0 et 5.0 bar. La pression d'injection est réglée au niveau du manomètre. Après stabilisation, la température extérieure à proximité de la cellule et la pression atmosphérique sont notées. Le débit volumique à la sortie est relevé cinq fois à



15 minutes d'intervalle. La pression atmosphérique et la température sont relevées une nouvelle fois avant le réglage de la pression suivante.

Pour chaque échantillon et chaque pression, la perméabilité apparente  $K_A$  est calculée à partir de la formule suivante [Eq. 2-10] :

$$K_A = \frac{2Q\mu LP_{atm}}{A(P_i^2 - P_{atm}^2)} \quad [\text{Eq. 2-10}]$$

Avec  $Q$  est le débit volumique,  $P_i$  la pression d'injection (Pa),  $\mu$  est la viscosité dynamique de l'hélium,  $P_{atm}$  la pression atmosphérique (Pa),  $L$  épaisseur de l'échantillon (m),  $A$  section de l'échantillon (m<sup>2</sup>).

A partir des mesures de perméabilité apparentes, la perméabilité intrinsèque  $K_v$  peut être déduite selon l'approche de Klinkenberg [2] par la relation [Eq. 2-11 et 2-12] :

$$K_A = K_{int} \left( 1 + \frac{\beta}{P_m} \right) \quad [\text{Eq. 2-11}]$$

$$P_m = \frac{P_i + P_{atm}}{2} \quad [\text{Eq. 2-12}]$$

Avec  $\beta$  le coefficient de Klinkenberg,  $P_m$  la pression moyenne,  $P_i$  est la pression atmosphérique, et  $\beta \cdot K_{int}$  est la pente de la droite de Klinkenberg.

Le coefficient  $\beta$  est fonction de la finesse du réseau poreux et de la nature du gaz. La perméabilité intrinsèque  $K_{int}$  est la valeur limite de la perméabilité apparente lorsque la pression moyenne du fluide tend vers l'infini, c'est-à-dire lorsque que le gaz tend vers une phase condensée (liquide).  $K_{int}$  est déterminé à partir d'une régression linéaire des différentes mesures de perméabilité apparentes effectuées pour différentes pressions d'injection selon l'inverse de la pression moyenne [11]. Le principe de la détermination de  $K_{int}$  est représenté sur la Figure 2-15.

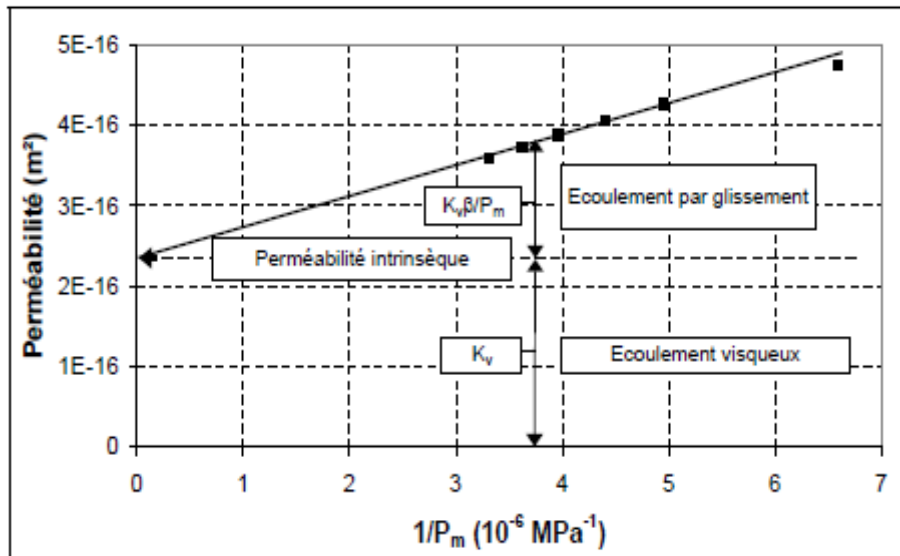


Figure 2-15: Exemple et interprétation d'un graphe  $K_a = f(1/P_m)$ .

## 7.4 Couplage endommagement et propriétés de transports

L'objectif de ces essais est d'évaluer les effets de contraintes mécaniques extérieures (obtenues par compression uniaxiale), sur l'évolution des propriétés de transport (perméabilité au gaz et diffusion des ions chlore) des cinq BAP étudiés. Dans ce contexte, il est admis que les sollicitations menées au-delà du pic de résistance, en phase post-pic engendrent des dommages importants dans le matériau. Les microfissures qui apparaissent augmentent alors considérablement la perméabilité et la diffusion [12]. Dans la phase pré-pic, c'est à dire pour des chargements inférieurs en règle générale à 80% de la résistance, l'endommagement est modéré et se traduit par l'apparition de microfissures diffuses dans le matériau.

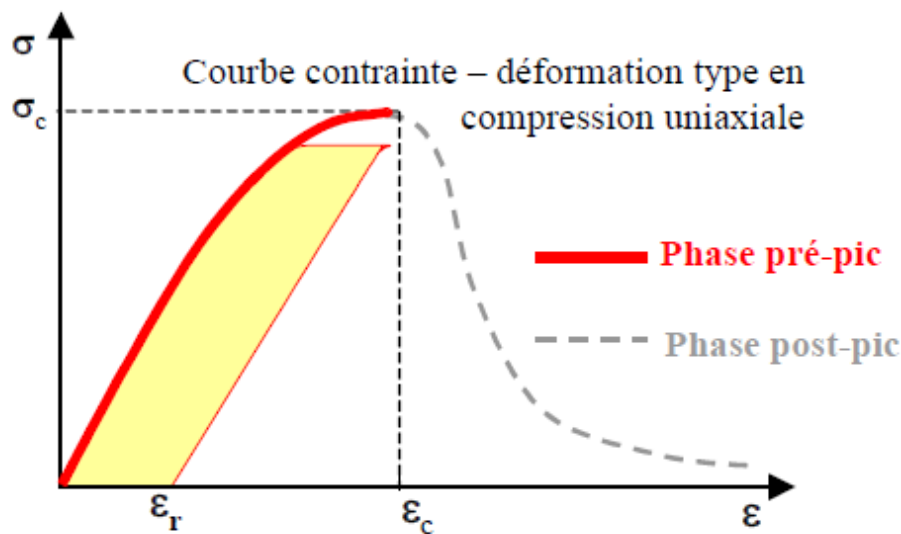


Figure 2-16: Schéma situant les phases "pré-pic" et "post-pic" d'après une courbe contrainte – déformation du béton en compression uniaxiale [13].

Dans la Figure 2-16, sont schématisées les phases "pré-pic" et "post-pic" sur une courbe contrainte – déformation d'un béton soumis à de la compression uniaxiale.

### Création d'un endommagement mécanique des éprouvettes par compression uniaxiale

Le but de ce test est de créer un état d'endommagement mécanique des éprouvettes qui seront ensuite testées en diffusion et perméabilité. L'état d'endommagement concerné est créé suite à un essai de compression simple. Pour cela, des éprouvettes 11φ x 22h cm ont été d'abord rectifiées, ensuite sollicitées en compression simple selon un programme de sollicitation pré-défini. L'endommagement est ensuite estimé.

La compression uniaxiale a été appliquée à l'aide d'une presse hydraulique programmable asservie en force de 3000 kN de capacité. Un exemple de courbe effort – déplacement est présenté dans la Figure 2-17, pour le BAP à base de CEM I subissant un chargement jusqu'à 80% de la force au pic. D'abord, 3 cycles de chargement-déchargement jusqu'à 35% de la charge de rupture sont appliqués afin de déterminer le module élastique. Ensuite, un cycle de chargement-déchargement jusqu'à 60% de la force à la rupture est appliqué suivi d'un dernier cycle chargement-déchargement jusqu'à 80% de la force au pic, dans ce dernier cycle, un palier de 2 heures à 80 % de la force au pic a été appliqué de manière à permettre d'une part le fluage à court terme, se traduisant par la propagation de



microfissures dans le matériau, et d'autre part, la relaxation du matériau. Par ailleurs, les vitesses de chargement et de déchargement étaient constantes : 5.7 kN/s soit environ 0.6 MPa/s. Les déformations sont mesurées à mi-hauteur de l'éprouvette au moyen d'une cellule extensométrique équipée de trois capteurs LVDT, de 1 mm de course et de 1 µm de précision, disposés à 120° de manière à tenir compte de toutes déformations asymétriques.

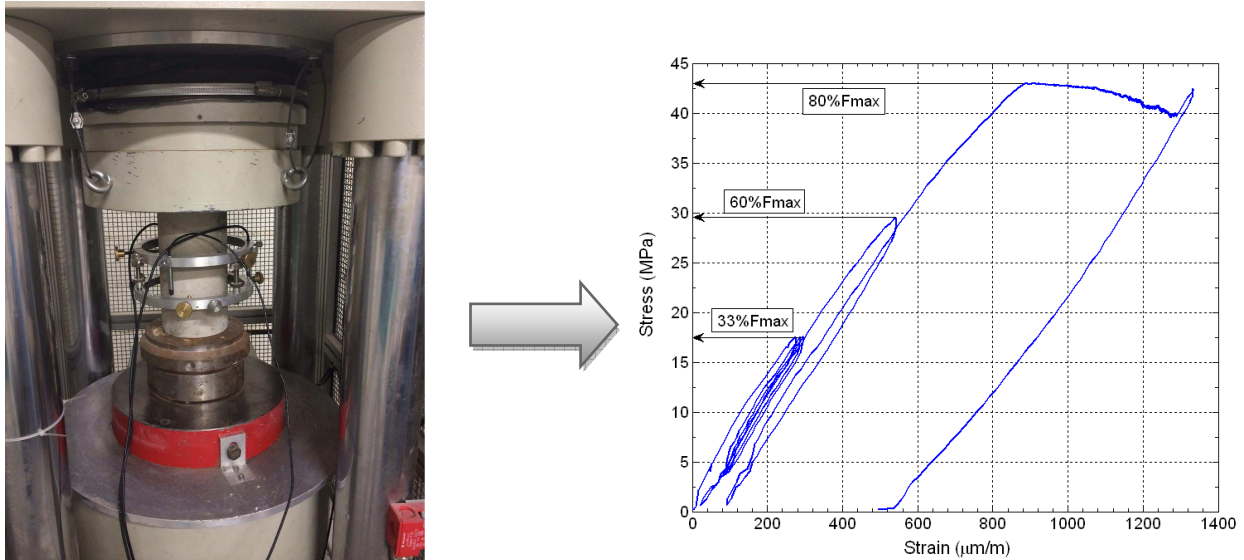


Figure 2-17: Exemple de courbe effort – déplacement obtenue pour une éprouvette de BAP en compression uniaxiale destinée à l'étude des couplages fissuration-diffusion.

### Evaluation de l'endommagement

L'endommagement du béton est caractérisé par la perte de raideur du matériau, la variable d'endommagement,  $d$  a été évaluée par une méthode basée sur des mesures de module élastique dynamique [Eq. 2-13]. Le module dynamique de chaque éprouvette est mesuré juste avant et juste après chaque sollicitation. La détermination du module dynamique est effectuée en utilisant un appareil à ultrasons. L'appareil utilisé est un "Grindosonic". Il mesure selon deux modes propres de résonance (flexion et torsion) les fréquences des vibrations dans l'éprouvette.

$$d = \frac{E_0 - E_d}{E_0} \quad [\text{Eq. 2-13}]$$

$E_0$ : le module de Young du béton sain (MPa),  $E_d$ : le module de Young du béton après sollicitations mécaniques et déchargement (MPa).

Après déchargement complet des éprouvettes, des disques de 50 mm d'épaisseur sont extraits de la partie médiane des éprouvettes à l'aide d'une lame circulaire diamantée (voir Figure 2-18). Le disque extrait constitue donc l'échantillon le plus représentatif de l'endommagement diffus encouru par l'éprouvette sollicitée. Ces disques sont ensuite rectifiés, et leur épaisseur est mesurée avec une précision de 0,1 mm. La surface latérale a précédemment été enduite de deux couches de résine époxy imperméable afin d'assurer un flux monodirectionnel lors des essais de perméabilité et de diffusion.

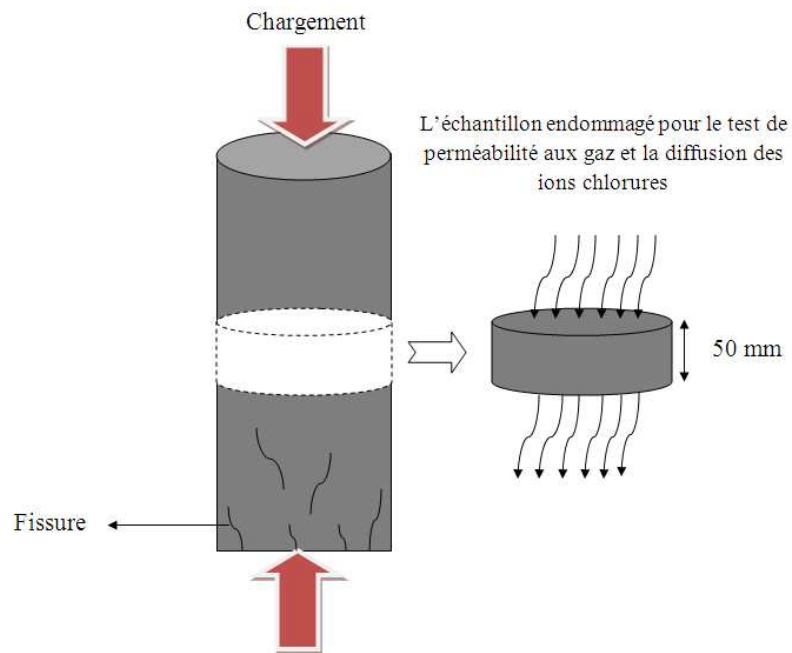


Figure 2-18: Extraction d'un disque d'une éprouvette sollicitée préalablement en compression uniaxiale.

## 7.5 Essai de carbonatation naturelle et accélérée

La carbonatation résulte de l'action du dioxyde de carbone atmosphérique sur le béton, et affecte la durabilité des structures en béton, car elle peut entraîner la corrosion des armatures. La teneur en  $\text{CO}_2$  de l'air ambiant est comprise entre 0,03 % et 1 %. C'est dans ces conditions que se produit la carbonatation naturelle.

### Essai de carbonatation naturelle :

Dans l'essai de carbonatation naturelle, les éprouvettes ont été placées après leur fabrication et après une cure de 24h dans une salle humide, dans une chambre régulée en température  $20^\circ\text{C}$  et en humidité relative  $50 \pm 5\%$  pendant 600 jours.

### Essai de carbonatation accélérée:

L'essai de carbonatation accélérée consiste à conserver des éprouvettes de béton dans une enceinte enrichie en dioxyde de carbone et à humidité relative et température contrôlées. Pour des échéances définies, les échantillons sont retirés de l'enceinte. Les échantillons servant au suivi de la masse sont pesés à chaque échéance.

Afin d'obtenir une moyenne de la profondeur de carbonatation, la mesure est réalisée à l'aide d'un indicateur coloré de pH (phénolphthaléine) sur les fractures fraîches de trois éprouvettes fendues ou. D'autres échantillons sont également prélevés pour les essais complémentaires permettant de suivre la progression de la carbonatation.

Avant le démarrage de l'essai de carbonatation accélérée, un préconditionnement des éprouvettes est nécessaire. En effet, comme cela a été vu dans le chapitre 1, l'évolution du dioxyde de carbone dans les bétons est très dépendante de la teneur en eau du béton, du taux de saturation des pores et de l'humidité relative du milieu. L'état hydrique du béton des corps d'épreuve au démarrage de l'essai de carbonatation accélérée est donc un facteur déterminant pour l'évolution des profondeurs de carbonatation en fonction du temps. Ce préconditionnement intervient à l'issue de la phase de

découpe des échantillons prismatiques de 70x70x280 mm en cubes 70x70x70 mm et avant le démarrage de l'essai de carbonatation accélérée.

Dans un premier temps, les corps d'épreuves sont saturés en eau juste avant le jour de l'essai puis séchés en étuve à 40 °C pendant 14 jours. Après étuvage, le périphérique des échantillons prélevés est enrobé de papier d'aluminium de manière à permettre une carbonatation unidirectionnelle à travers les deux faces sciées comme illustré dans la Figure 2-19. Les échantillons sont ensuite pesés puis disposés dans l'enceinte de carbonatation (Figure 2-20) réglée en température 25 °C et en humidité relative 75% (imposée par des solutions salines) et contenant un mélange gazeux à 20% de CO<sub>2</sub>. Les échantillons sont ensuite conservés dans l'enceinte pendant différents échéances afin de déduire une cinétique de carbonatation (14 jours, 28 jours, 56 jours).

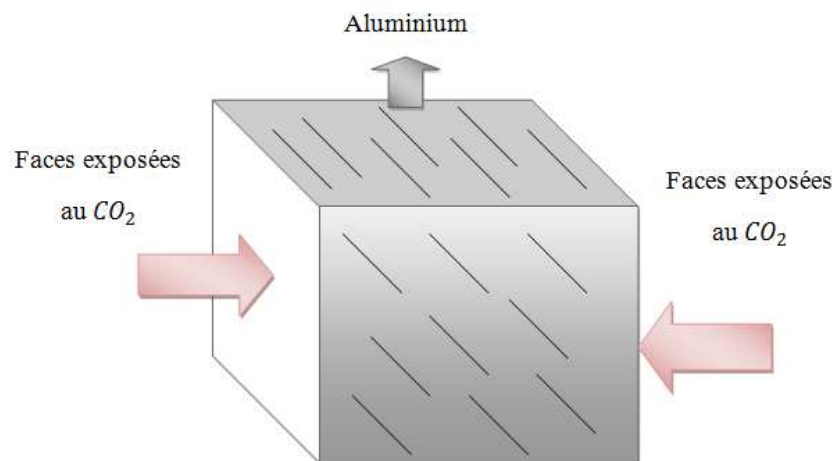


Figure 2-19: Position des faces exposées à la carbonatation et des faces protégées par un film d'aluminium.



Figure 2-20: Positionnement des éprouvettes dans la cellule de carbonatation accéléré.

### Mesure de l'épaisseur de béton carbonaté

La mesure de l'épaisseur carbonatée est réalisée grâce à l'indicateur coloré, la phénolphthaléine (0.5%), après sa pulvérisation sur une des 2 faces sciées ou fracturées des échantillons carbonatés comme la montre la Figure 2-21. L'épaisseur carbonatée correspond à la distance entre la surface externe du béton et le front de coloration. Elle est déterminée par la moyenne de 8 points de mesure dont sont extraites les deux valeurs extrêmes.

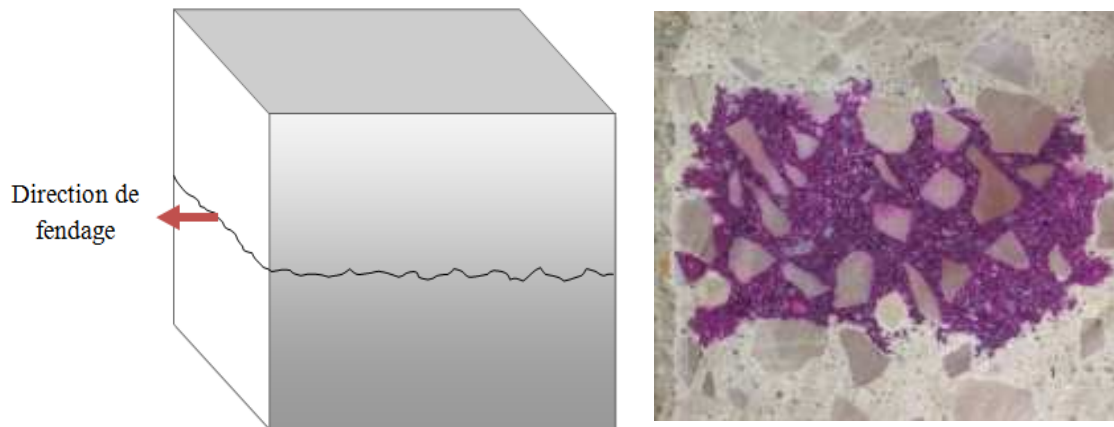


Figure 2-21: Direction de fendage ou de trait de scie sans eau de l'échantillon cubique et photo de la surface de l'éprouvette après pulvérisation de la phénolphthaléine.

## 8 Essai de caractérisation mécanique

### 8.1 Mesure de la résistance à la compression et à la traction

Le comportement mécanique des différents BAP formulés a été étudié en flexion simple (3 points) sur des éprouvettes prismatiques 70 × 70 × 280 mm pour les bétons et 40 × 40 × 160 mm pour les mortiers. Après l'essai de flexion, les 2 parties de chaque éprouvette sont testées en compression simple. A chaque échéance, trois échantillons sont testés en flexion simple selon une vitesse de chargement de 0,05 MPa/s. Les six morceaux d'éprouvettes obtenus après rupture en flexion sont alors soumis à une compression uniaxiale suivant une vitesse de chargement de 0,6 MPa/s. Tous les essais concernant les propriétés mécaniques des BAP ont été réalisés à l'aide d'une presse hydraulique. Cette machine dispose de deux systèmes de chargement permettant de réaliser des essais de compression jusqu'à 3000 kN et des essais de flexion dans une gamme d'effort modéré de 0 à 200 kN.

Les essais mécaniques ont été effectués sur des BAP et des mortiers autoplaçants à 1, 7, 28, 90 et 360 jours, après une cure humide à 20°C.

La mesure de la résistance en traction a été effectuée par fendage conformément à la norme NFP 18-408 sur des éprouvettes cylindriques de dimensions (Φ110 x H220 mm). L'essai a été réalisé pour les échéances de conservation suivantes : 1, 3, 7, 28, 90 et 360 jour avec la même presse (Figure 2-22) de capacité maximale 3000 kN, asservie en force. La mise en charge est effectuée avec un taux de 0,05 MPa/s. La résistance en traction par fendage est calculée par l'équation de 2-14 :

$$F_{t,fendage} = \frac{2P_u}{\pi dh} \quad [\text{Eq. 2-14}]$$

Où :  $h$  : la hauteur de l'éprouvette

$d$  : le diamètre de l'éprouvette.

$P_u$  : la charge de rupture.

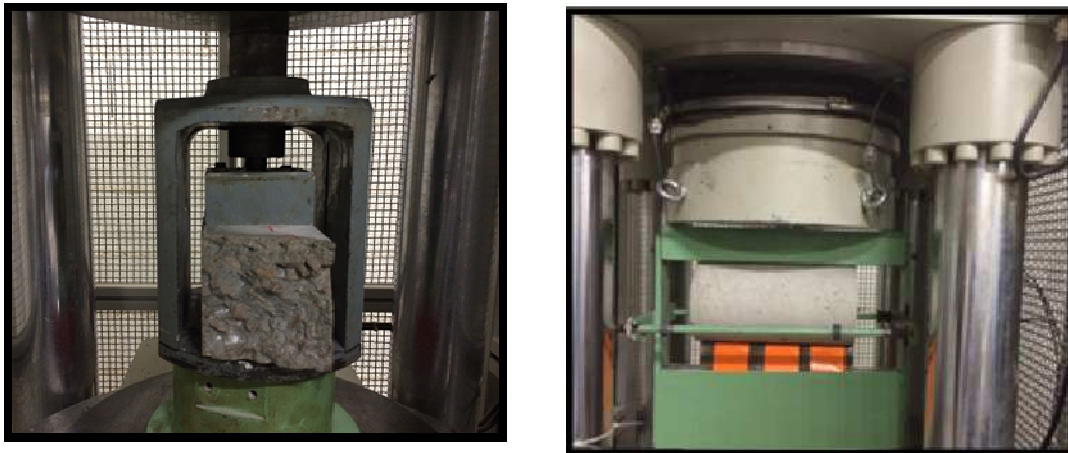


Figure 2-22: Photographies d'un essai de compression simple et d'un essai de traction par fendage.

## 8.2 Mesure du module élastique

Le module d'élasticité statique a été déterminé après 7, 28, 90 et 360 jours de conservation en utilisant la même presse destinée à la mesure des résistances mécaniques selon la norme de NF EN 13412. Les échantillons utilisés sont de forme cylindrique de dimensions ( $\Phi 110 \times H 220$  mm).



Figure 2-23: Photographie d'un essai mécanique pour la mesure du module d'Young.

Les éprouvettes sont d'abord rectifiées et puis 3 cycles de chargement-déchargements jusqu'à 40% de la charge maximale à la rupture sont appliqués. Les déformations ont été obtenues par l'intermédiaire d'un extensomètre muni de trois capteurs de déplacement LVDT dans le sens longitudinal comme le montre la Figure 2-23. Le module élastique est déduit de la courbe du dernier



cycle de chargement. Les déformations longitudinales données par les 3 LVDT sont moyennées et utilisées pour la détermination du module élastique.

### 8.3 Essai de retrait empêché et fissuration

Afin d'étudier la tendance à la fissuration au jeune âge de nos BAP, nous avons procédé à des essais de retrait empêché en utilisant les essais à l'anneau et ceci dans une salle régulée en température  $20 \pm 1$  °C et  $50 \pm 2\%$  d'humidité relative. L'essai de retrait empêché a été réalisé selon la norme AASHTO PP34-98 [14], une pratique standard pour estimer la tendance de la fissuration du béton. La méthode d'essai consiste à couler un anneau de béton autour d'un anneau en acier. L'anneau central, en acier, a une épaisseur de 25 mm, une hauteur de 140 mm, un diamètre intérieur de 260 mm ( $R_2 = 13$ cm) et un diamètre extérieur de 310 mm ( $R_1 = 15.5$  cm). L'échantillon de l'anneau en béton a un diamètre extérieur de 380 mm ( $R_0 = 19$  cm), et une section de  $35 \times 140$  mm<sup>2</sup>. La géométrie de l'anneau est décrite dans la Figure 2-24. Les trois jauges de déformation sont montées à mi-hauteur de la surface extérieure de l'anneau d'acier pour contrôler la déformation dans l'anneau en acier provoquant par le retrait du béton qui sera en contact avec le béton lors de la coulée, et également les trois jauges de déformation ont été collée à mi-hauteur sur la surface extérieure de l'anneau en béton pour mesurer le retrait empêché du béton. Les Figures 2-25 et 2-26 montrent la configuration d'installation des jauges sur les anneaux en acier et en béton. Comme le béton se contracte, une contrainte de compression est produite dans l'anneau d'acier équilibrée par un effort de traction dans le béton.

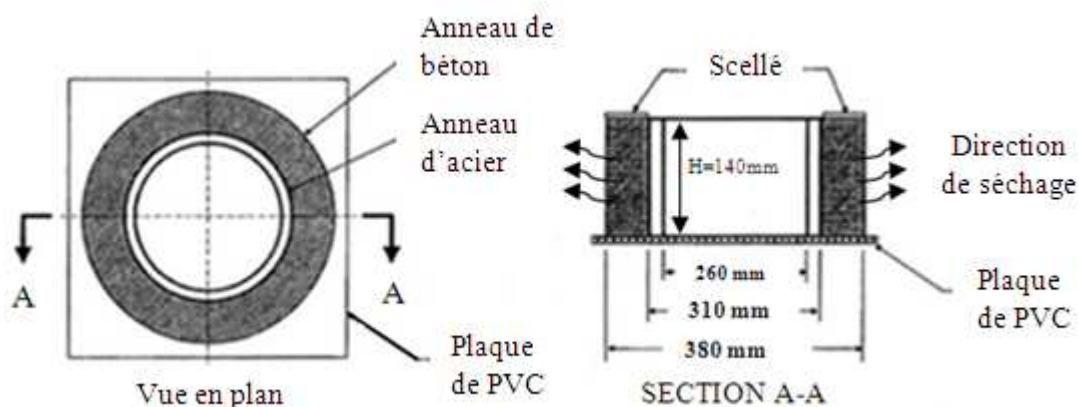


Figure 2-24: Géométrie de l'anneau en acier et en béton utilisés dans cette étude.

Lorsque la fissuration se produit dans le béton, l'énergie dans l'anneau d'acier est libérée et les déformations et les contraintes sur l'anneau d'acier arrivent à environ zéro. Les jauges de déformation utilisées sont reliées à un système d'acquisition, contrôlée par un ordinateur équipé du logiciel IMPLOG de chez Solartrom et les données de déformation sont enregistrées toutes les 5 minutes pendant 40 jours.

Afin de pouvoir suivre l'évolution de la fissuration du béton étudié, un capteur de fissure est installé sur la surface de l'anneau dès que la fissure apparaît. A l'aide d'une loupe micrométrique, l'ouverture de la fissure est relevée avant l'installation du capteur de fissure. Une seule et unique fissure est à chaque fois observée sur les échantillons testés. Les mesures de l'ouverture de la fissure sont enregistrées toutes les 5 minutes par le même système d'acquisition. Dans cette étude, les surfaces

supérieure et inférieure des anneaux de béton sont protégées de la dessiccation par une double couche d'adhésif aluminium et que la surface circonférentielle est exposée à un séchage.

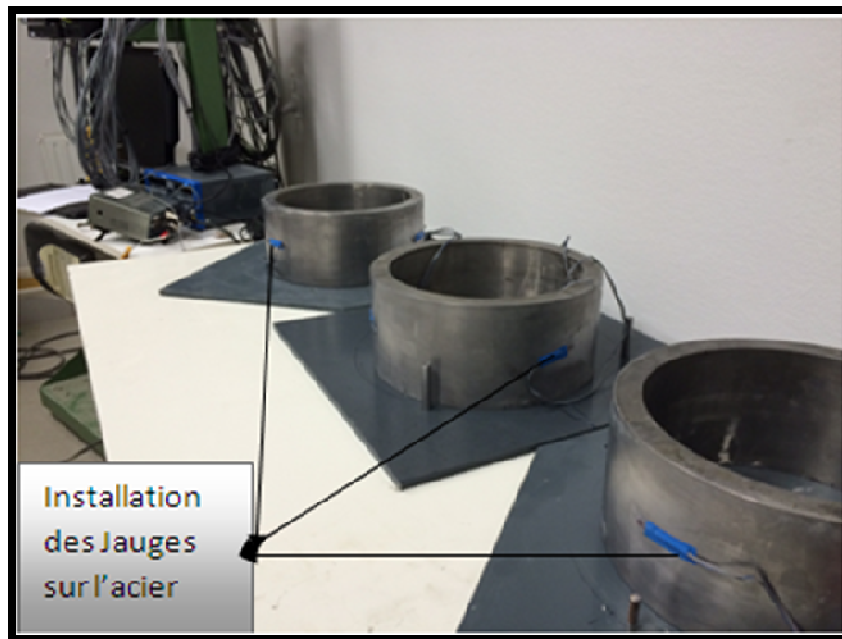


Figure 2-25: Les installations des jauges de déformation sur les anneaux en acier.

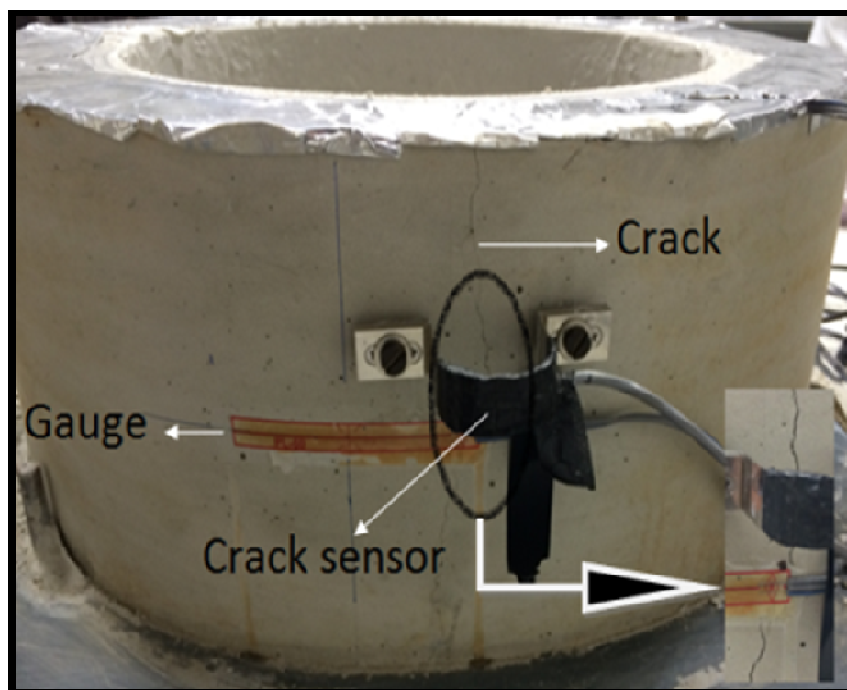


Figure 2-26: Les installations des jauges de déformation et le capteur de fissure sur les anneaux en béton.

## 8.4 Essai pour la mesure des variations dimensionnelles de l'état frais à l'état durci

### 8.4.1 Essai de retrait plastique

Le retrait plastique a lieu lorsque la pâte de béton se trouve dans la phase plastique. Le processus physique entraînant le retrait plastique des matériaux cimentaires a été présenté dans le premier chapitre.

Quelques techniques expérimentales ont été évoquées dans la littérature pour effectuer des mesures linéiques, horizontales et verticales du retrait des matériaux cimentaires. Le principe consiste à mesurer la déformation longitudinale d'un échantillon coulé dans un moule. Le problème majeur lié à l'utilisation de cette méthode est le frottement qui peut exister entre l'échantillon et le moule. Ce frottement peut être limité en lubrifiant les parois de contact. Pendant les vingt dernières années, des progrès ont été réalisés pour améliorer ces dispositifs expérimentaux. Jensen et Hansen [15] ont ainsi pu mesurer la déformation avant la prise. Ils ont proposé un dispositif permettant d'éliminer le frottement entre l'échantillon et le moule en assurant l'isolation parfaite de l'échantillon, contrairement à Craeye et De Schutter [16]. Cependant l'utilisation des capteurs de type de LVDT engendre un effort normal exercé sur le matériau, ce qui surestime le retrait du matériau avant la période de prise.

Turcry [17] a proposé un dispositif plus sophistiqué développé au GeM (Ecole Centrale de Nantes), composé d'un moule très déformable, muni de capteur de déplacement sans contact avec l'échantillon (Figure 2-27). Ce dispositif est caractérisé par un moule prismatique en acier, de dimensions 70 x 70 x 280 mm reposant sur une plaque recouverte de téflon. L'intérieur de ses parois est également recouvert de téflon. Les deux extrémités sont percées en leur centre d'une ouverture circulaire. A l'intérieur du moule vient se placer une enveloppe formée par une feuille de polyane, et deux plaques minces en PVC blanc. Lorsque l'échantillon se rétracte, il entraîne les plaques de PVC. Deux capteurs lasers, dont les rayons se réfléchissent sont utilisés pour mesurer leurs déplacements. L'emploi d'un laser permet d'éviter tout contact entre le béton frais et le capteur.

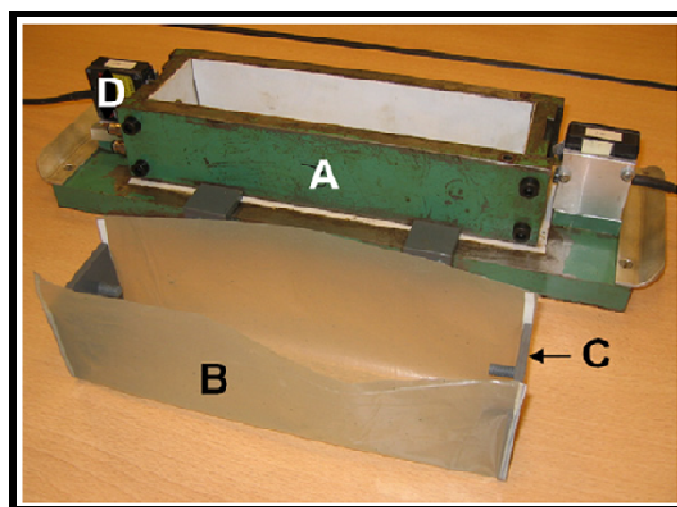


Figure 2-27: Schéma du dispositif de mesure de retrait plastique [17].



Dans notre étude, nous avons conçu et fabriqué au laboratoire un dispositif proche de celui de Turcry. Les éléments du dispositif sont présentés sur la Figure 2-28. Le moule de retrait est un moule prismatique en PVC, de dimensions  $70 \times 70 \times 280 \text{ mm}^3$ . Les deux extrémités sont percées en leur centre avec une ouverture circulaire afin de pouvoir insérer des capteurs de déplacement LVDT. A l'intérieur du moule est placé un film plastique très fin et très souple pour limiter les frottements, et deux plaques en PVC vissées aux capteurs LVDT (dimensions des plaques  $68 \times 67 \times 5 \text{ mm}^3$ ). Lorsque le béton se rétracte, les plaques PVC entraînent les capteurs de déplacement LVDT utilisés (sensibilité :  $7 \text{ mm/Volt}$ ) et permettent de mesurer le déplacement longitudinal à mi-hauteur de l'échantillon. Chaque capteur enregistre le déplacement à mi-hauteur de l'éprouvette. Le retrait obtenu correspond à la moyenne des déplacements enregistrés à mi-hauteur, par les deux capteurs de déplacement (de chaque côté).

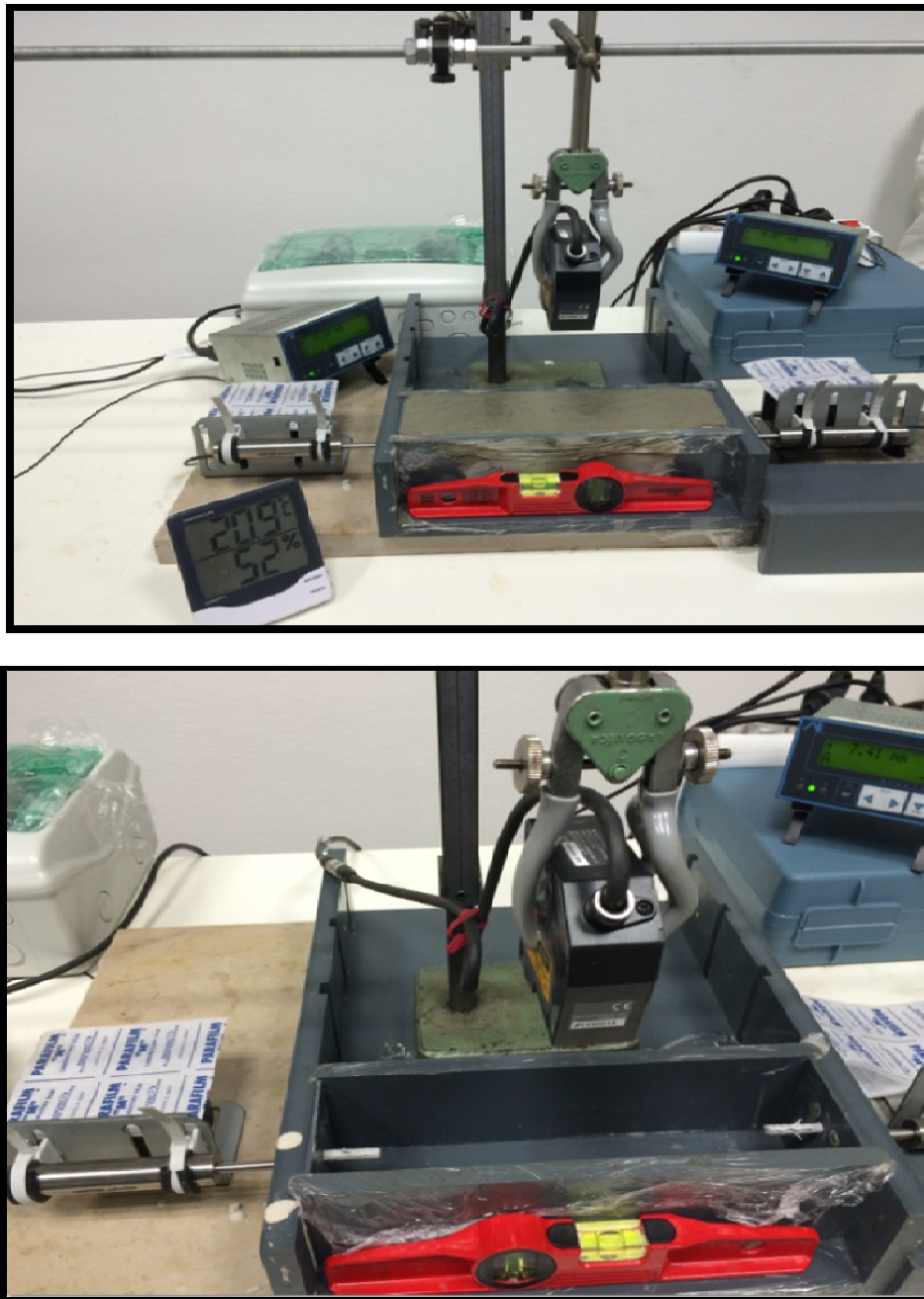


Figure 2-28: Schéma du dispositif de mesure de retrait plastique [17].

L'usage de vis permet une récupération beaucoup plus facile des plaques PVC après décoffrage. Un thermocouple est également placé au milieu de l'éprouvette afin de permettre le suivi thermique du béton durant l'essai (durant l'hydratation).

En parallèle à ces essais, des mesures continues et automatiques de perte de masse sont effectuées sur des cylindres de diamètre 110 mm et de hauteur 70 mm posés sur des balances (voir Figure 2-29). Chaque cylindre offre une surface d'évaporation de 78.5 cm<sup>2</sup>. L'évaporation est définie par le rapport :

$$E_r = \frac{m_0 - m_t}{S} \quad [\text{Eq. 2-15}]$$

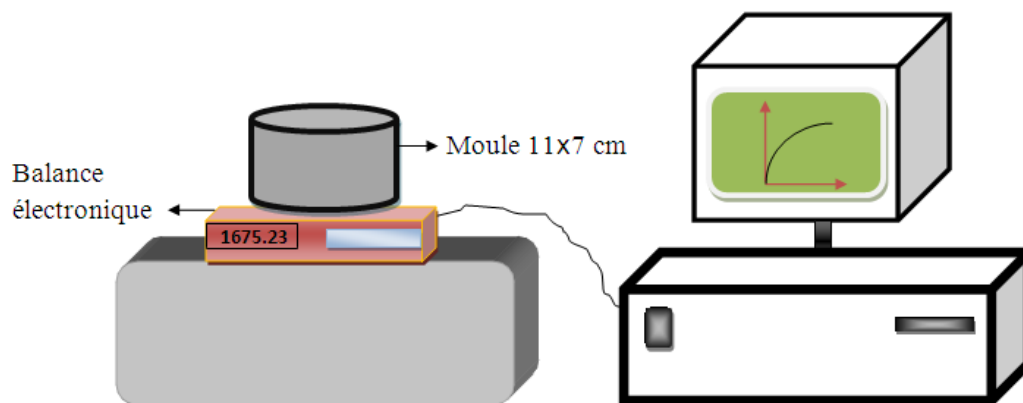


Figure 2-29: Schéma du dispositif de la mesure en continue de la perte de masse.

Où,  $m_0$  est la masse initiale de l'éprouvette,  $m_t$  la masse de l'éprouvette à l'instant t et S la surface d'évaporation égale à 78.5 cm<sup>2</sup>.

#### Répétabilité de l'essai

Au cours de cette étude et afin de valider nos dispositifs de mesure, nous avons effectué des essais de répétabilité sur le BAP à base de CEM I. La Figure 2-30 présente les résultats obtenus pour deux essais différents. On remarque qu'il y a une légère dispersion entre les deux essais qui reste acceptable. Ce phénomène s'explique par la forte sensibilité du retrait plastique à toute variation aussi faible soient-elles de la température et/ou de l'humidité relative.

D'après ces résultats, on peut distinguer 3 phases dans l'évolution du retrait :

#### **Première phase :**

Dans cette première phase, on ne constate pas de retrait horizontal significatif. Le changement de volume du béton est principalement dû au tassement en raison de l'effet de la gravité et du retrait chimique. Cette consolidation conduit à une augmentation du tassement du béton, ce qui peut provoquer une remontée de l'eau à la surface supérieure et ainsi un possible ressuage. Au cours de la phase 1, la diminution de volume est transmise peu à peu horizontalement. Le retrait commence à se développer lorsque l'eau de ressuage s'évapore plus rapidement à la surface. Cette condition n'est pas suffisante ; en effet, l'apparition du retrait horizontal traduit également la présence (ou la naissance) d'un frottement interne du squelette granulaire.

### Deuxième phase :

Une fois que la couche de l'eau ressuée à la surface est consommée par l'évaporation, les ménisques air-liquide sont formés à la surface entre les particules solides. La pression de l'eau diminue légèrement et les déformations horizontales commencent à apparaître. Le retrait du béton sous l'effet de la diminution de la pression capillaire est contrebalancé en partie par le module d'élasticité du réseau solide, et par le frottement entre le fluide interstitiel et le réseau. Comme l'évaporation se produit, la perméabilité et la compressibilité sont réduites et l'amplitude du gradient de pression augmente. À partir d'environ 5 h, la déformation horizontale du béton est de plus en plus entravée en raison de l'augmentation de la rigidité et donc la capacité de déformation qui ne permet plus à comprimer le squelette solide.

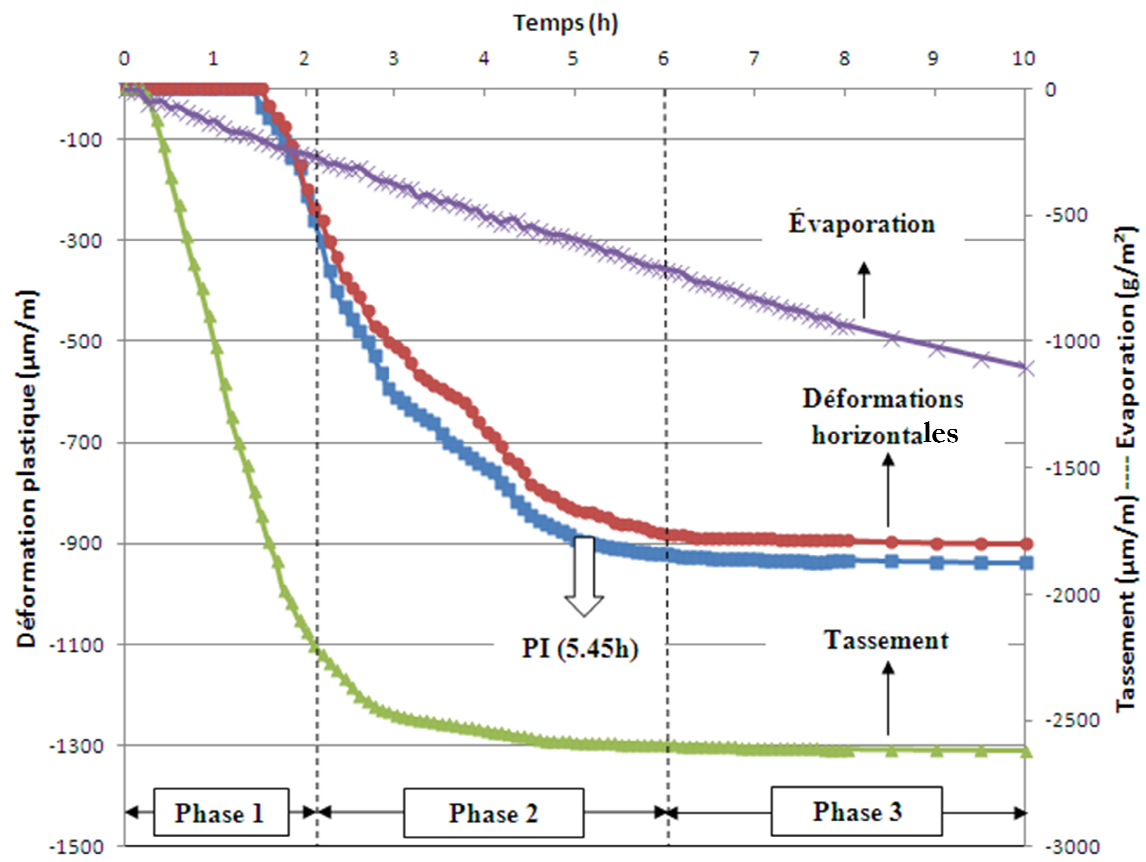


Figure 2-30: Évolution du retrait plastique, du tassement et du taux d'évaporation au cours du temps, PI (prise initiale).

### Troisième phase :

Cette phase correspond à une limite de retrait, les milieux granulaires ont été emballés de sorte qu'il est alors suffisamment dense pour résister au retrait. Contraction volumétrique s'arrête et la courbe de retrait s'aplatit et le taux d'évaporation continue à diminuer.

#### 8.4.2 Essai de retrait libre total et endogène

Nous nous sommes également intéressés au retrait endogène et total libre de nos BAP. Les mesures ont été réalisées en modes endogène et de dessiccation sur des éprouvettes de forme prismatique ( $70 \times 70 \times 280 \text{ mm}^3$ ). Lors du moulage, des plots métalliques d'un cm de hauteur ont été noyés dans le béton aux deux extrémités du moule, et ont été positionnées axialement dans le sens longitudinal du prisme. Six éprouvettes sont coulées pour chaque formulation: 3 pour la mesure du retrait endogène et 3 autres pour la mesure du retrait total. Après démoulage, 18 heures après le coulage du béton, les éprouvettes destinées pour l'étude du retrait endogène sont recouvertes sur toute leur surface par un papier aluminium adhésif pour empêcher tout échange hydrique avec l'extérieur. Toutes les éprouvettes sont ensuite entreposées dans une pièce régulée en température de  $(20^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{C})$  et en hygrométrie ( $50\% \pm 2\%$ ). Les mesures ont été effectuées à l'aide d'un comparateur micrométrique avec une précision de 0.001mm régulièrement (Figure 2-31).

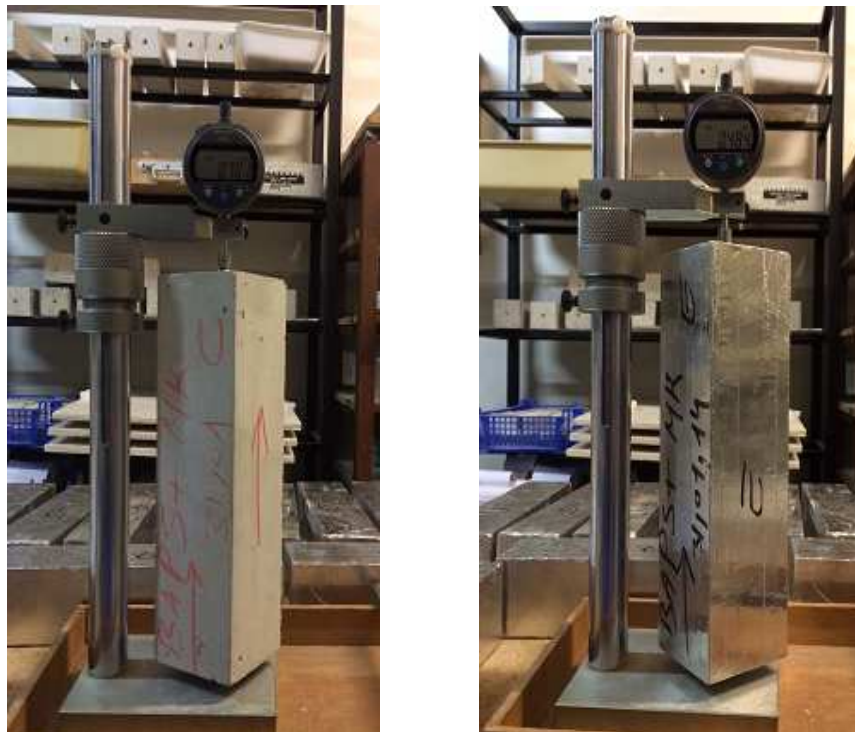


Figure 2-31: Photographies des essais de mesure du retrait total et endogène libre.

De plus, les éprouvettes de retrait total ont été pesées aussi régulièrement après chaque mesure de retrait afin de corréler la variation de masse au retrait total. Les éprouvettes destinées au retrait endogène ont été également régulièrement pesées afin de vérifier l'étanchéité appliquées à ces éprouvettes et donc de vérifier qu'il n'y a pas eu de perte de masse.

## Conclusion

Ce chapitre décrit la démarche, les matériaux et les essais expérimentaux réalisés pour évaluer la performance mécanique, physico-chimique ainsi que celle de durabilité de 5 formulations de BAP. Une formulation de BAP industriel de parement à base de CEM I a été retenue. La même composition a été retenue pour les 4 autres BAP où le ciment CEM I a été remplacé soit totalement par du CEM III ou du CEM V ou partiellement par 15% de Métakaolin et 8% de sédiment. En total, cinq BAP ont été fabriqués avec un rapport eau sur liant (E/L) constant égale à 0.368 ( $L = \text{ciment} + \% \text{MK (ou \%SD)}$ ) et une quantité de pâte constante de  $570 \text{ kg/m}^3$ . Les teneurs en granulats et en sable des mélanges ont été maintenues constantes. Des essais aux jeunes âges et à longs termes ont été effectués pour évaluer la performance de ces BAP avec additions de l'état frais à l'état bien durci : des essais mécaniques, des essais de retrait plastique, de retrait de séchage, de retrait endogène et de retrait restreint, des essais de perméabilité et de migration accélérée des chlorures, des essais de carbonatation ainsi que des essais de caractérisation de la microstructure et de l'activité pouzzolanique et hydraulique des différents liants. Dans le chapitre qui suit, seront détaillés les résultats de l'ensemble des essais effectués.

## Références bibliographiques

- [1].RILEM TC 174-SCC. Self Compacting Concrete, progress report. Bagneux, RILEM, 2000.
- [2].AFGC. Interim recommendations for uses self-compacting concrete. Association française de génie civil, Paris, july 2002.
- [3].Dang T.A., Kamali-Bernard S., Agbodjan Prince W., Design of new blended cement based on marine dredged sediment, *Construction and Building Materials*, 2013, Vol.41, pp.602–611
- [4].Dang T.A. «Valorisation durable des sédiments marins Bretons comme matériaux de construction», thèse de l'INSA de Rennes, 2011.
- [5].F. Frohard, Durabilité des éco-bétons : Impact d'additions cimentaires alternatives sur la corrosion des armatures dans les bétons armés, Thèse de l'université de Sherbrooke et l'université Paris-Est, 2014.
- [6].AFGC. Les bétons autoplacants, Recommandations provisoires, AFGC, 2000.
- [7].Chinjie, M., and Billong, N. Activité pouzzolanique des déchets de brique et tuils cuites, *African Journal of Science and Technology (AJST)*, Science and Engineering Series Vol. 5, No. 1, (2004) pp. 92 – 100.
- [8].GranDuBé, (2007). Grandeurs associées à la Durabilité des Bétons, sous la direction de G. Arliguie et H. Hornain, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2007.
- [9].Prince, W., J.P. Ollivier and O. Truc. Electrochemical aspects of the accelerated test of chloride ions permeability, *Materials and Structures*, 32 (1999), pp. 243-251.
- [10].Kollek, J.J. The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method a recommendation, *Mater. Struct.* 22 (1989) 225–230.
- [11].Klinkenberg L.J. (1941). The permeability of porous media to liquid and gases, *Drilling and Production Practice*, American Petroleum Institute, pp. 200-213.
- [12].Torrenti, J-M., Didary, O., Ollivier, J-P., Plas, F. la dégradation des bétons, couplages fissuration-dégradation chimique. Edition Hermès, Paris, 1999.
- [13].Picandet V. (2001). Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydrique des bétons, Thèse de doctorat, Université de Nantes.
- [14].AASHTO PP34-99 (2000), AASHTO Provisional Standards. AASHTO, Washington, DC, pp. 199-202.
- [15].Jensen O.M., Hansen P.F. A dilatometer for measuring autogenous deformation in hardening Portland cement paste. *Materials and Structures*, vol. 28, n° 181, 1995, p. 406– 409.
- [16].Craeye B., De Schutter G. (2006). Proceeding of the international RILEM conference: Volume changes of hardening concrete: testing and mitigation, Ole Mejlhede Jensen, Pietro LURA and Konstantin Kovler, p. 21-30.
- [17].Turcry, P. Retrait et Fissuration des Bétons Autoplacants Influence de la Formulation" Thèse de doctorat de l'Université de Nantes-France, (2004)

# Chapitre 3

## *Hydratation et analyse physico-chimique et microstructurale*

### 1 Introduction

Dans ce chapitre, seront exposés les résultats des mesures et des analyses physico-chimiques afin d'apporter quelques éléments d'information sur l'effet des additions d'étude sur le comportement à l'état frais des BAP ainsi que sur le développement de leur microstructure.

### 2 Caractérisation à l'état frais des BAP (tests de maniabilité)

Le Tableau 3-1 présente les résultats des tests de maniabilité effectués sur les BAP d'étude et qui caractérisent leur fluidité (Slump flux), leur capacité de remplissage (L-Box) et leur résistance à la ségrégation (stabilité au tamis). Ces résultats montrent que les formulations de bétons proposées vérifient bien les critères spécifiques d'une qualification d'un BAP et conduisent donc bien à des BAP. Les résultats montrent que l'utilisation du MK diminue la fluidité du mélange certainement dû à la grande surface spécifique de cette addition. Ainsi des teneurs plus élevées en superplastifiant ont été utilisées. En revanche, l'utilisation du métakaolin paraît améliorer la résistance du BAP à la ségrégation comparée aux autres types d'additions et ciments utilisés. Par ailleurs, l'utilisation du ciment CEM III et en moindre mesure le ciment CEM V nécessite de plus faibles teneurs en superplastifiant.

Tableau 3-1: Propriétés à l'état frais des cinq BAP étudiés.

Sr.No	Propriétés	BAP CEM I	BAP CEM I/MK	BAP CEM I/SD	BAP CEM III	BAP CEM V
1	étalement (cm)	66	68	68	69	67
2	ségrégation (%)	8.3	7	7.9	9.6	7.9
3	L-Box H2/H1	0.83	0.82	0.81	0.87	0.84

### 3 Caractérisation du métakaolin et des sédiments de Lyvet

#### 3.1 Métakaolin

Les analyses au MEB-EDS du métakaolin étudié confirment la composition majoritaire en éléments silicium et aluminium (Figure 3-1). La forme lamellaire des particules est également confirmée par les images au MEB. Ces particules de longueur souvent inférieure à 1  $\mu\text{m}$  se présentent sous forme d'amas plus ou moins agglomérées.



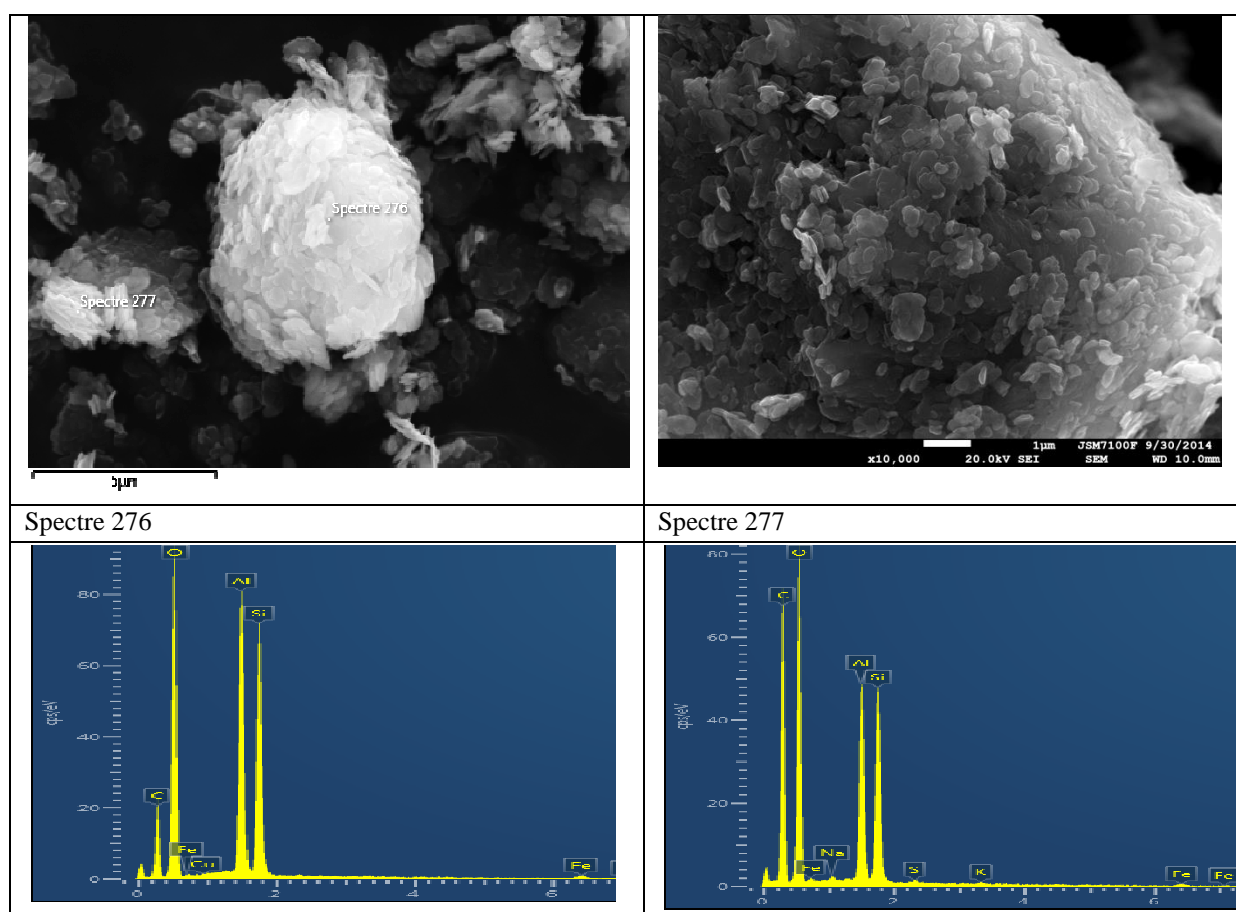
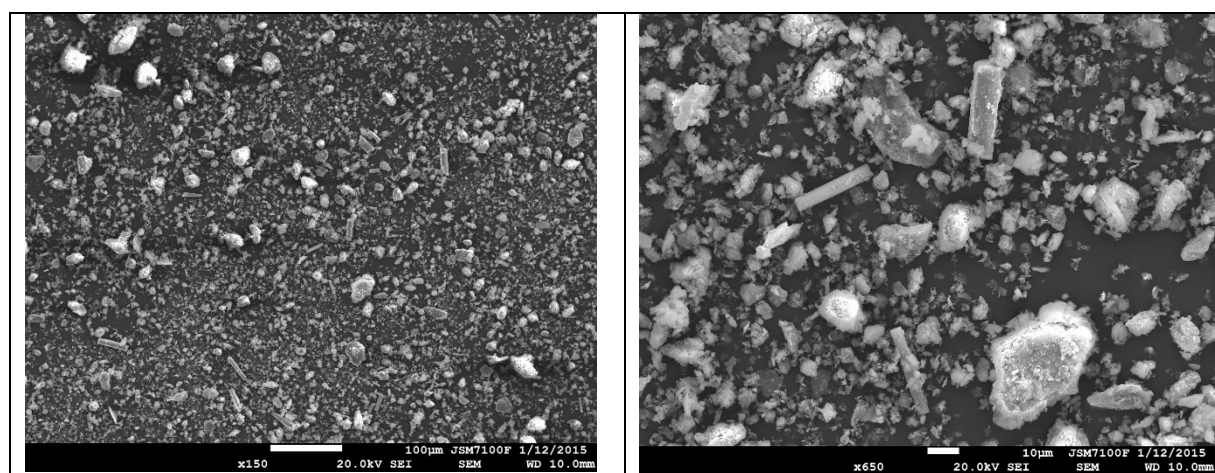


Figure 3-1: Images MEB et analyses EDS du métakolin étudié

### 3.2 Le sédiment de Lyvet

Les observations au MEB avec analyse chimique (EDS) (Figure 3-2) du sédiment traité utilisé dans cette étude montrent la variété de la géométrie et de la taille des grains composant ce matériau ainsi que la présence de plusieurs éléments chimiques et principalement de la silice.





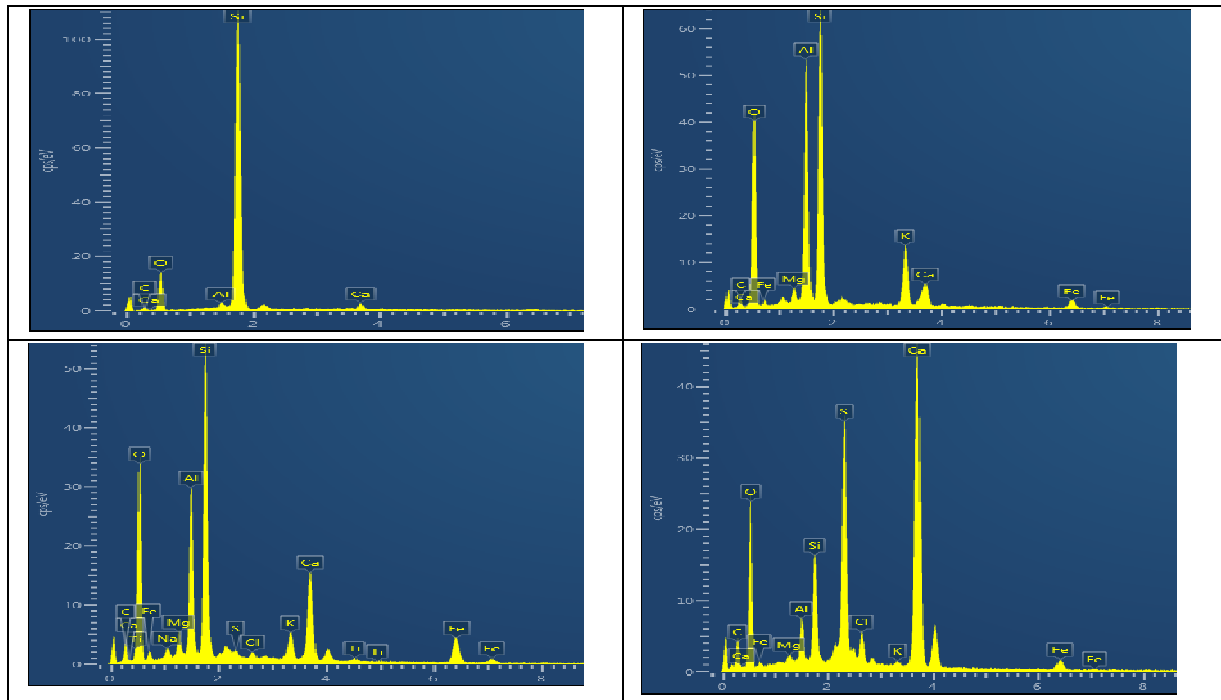


Figure 3-2: Images MEB et analyses EDS du sédiment calciné utilisé dans notre étude

#### 4 Influence du type de liant sur la prise

Les résultats des tests de mesure des temps de prises par l'aiguille de Vicat des différents mortiers autoplaçants (MAP) sont représentés sur la Figure 3-3. D'après cette figure, on peut constater que les additions minérales ont un effet significatif sur les temps de prise et que comparé au MAP de référence, le début et la fin de prise des 4 MAP avec additions minérales (MK, laitier, CV et SD) sont retardés. Ce retard est plus important pour le mélange à base de CEM III que pour le MAP à base de métakaolin.

Le temps de début de prise des mortiers à base de CEM III et de CEM V est respectivement retardé de 100 minutes et de 70 minutes par rapport au mortier de référence. Aussi, la durée entre le temps de début de prise et le temps de fin de prise est beaucoup plus longue pour les mortiers à base de CEM III et CEM V par rapport au mortier de référence. Ceci peut être expliqué, en partie au moins, par la plus faible chaleur d'hydratation des mélanges avec additions, conséquence d'une plus faible teneur en clinker. Il est en effet bien connu que la température est un facteur important affectant la cinétique de prise des ciments à base de laitier de haut fourneau et/ou de cendres volantes.

On constate également que le remplacement partiel du ciment Portland par 15% de MK et 8 % de sédiment implique un retard dans les temps de début et fin de prise. Ce retard peut être attribué à différents facteurs: la plus faible chaleur d'hydratation, une plus forte teneur en superplastifiant, la grande finesse des grains de métakaolin et de sédiment qui dispersent les particules de ciment et peuvent donc retarder ses réactions d'hydratation [1-2].

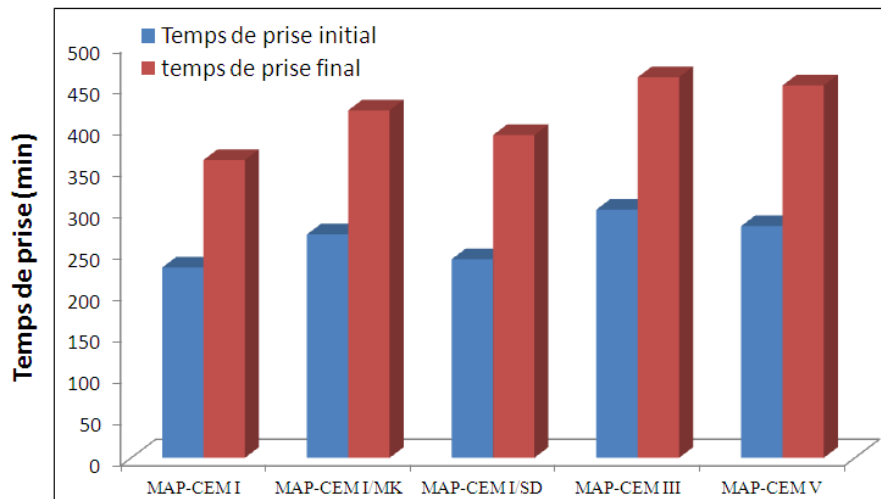


Figure 3-3: Les temps de prise des 5 mortiers autoplaçants étudiés.

## 5 Caractérisation de la réactivité des liants

### 5.1 Pouzzolanité du métakaolin et du sédiment

Les résultats de l'essai Chapelle modifié appliqué au métakaolin et au sédiment traité sont illustrés sur la Figure 3-4.

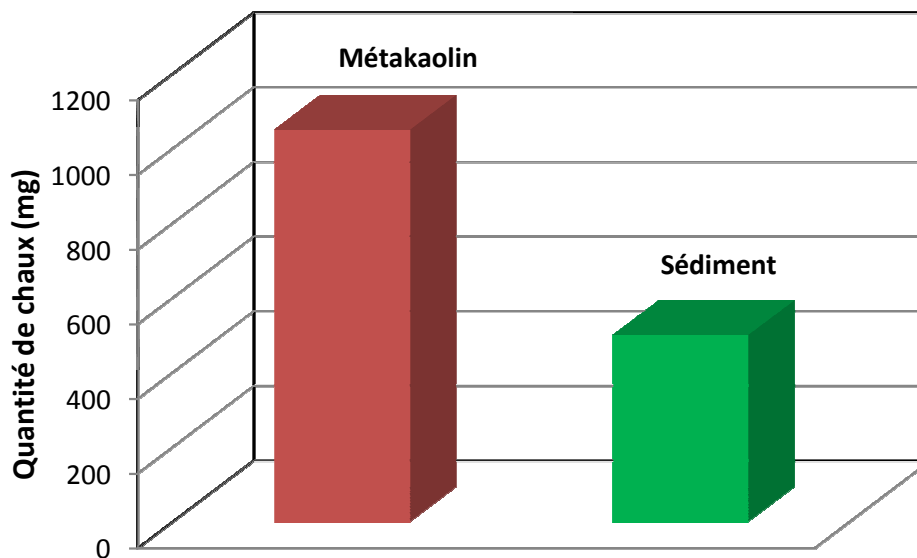


Figure 3-4: Activité pouzzolanique du métakaolin et du sédiment mesurée par l'essai Chapelle

Il paraît ainsi clair que le métakaolin présente une activité pouzzolanique importante avec la valeur de 1050 mg, une valeur proche de celle donnée par la fiche produit (1100 mg) et bien supérieure à la valeur de 700 mg qui correspond à la valeur minimale imposée par la norme pour les métakaolins. En effet, le métakaolin présente une grande capacité de fixation de la chaux. Plusieurs études de la littérature le confirment. D'après Sabir et al [3], dans une étude traitant de la pouzzolanité des argiles calcinées, montrent que les réactions entre le métakaolin, la chaux hydratée et l'eau

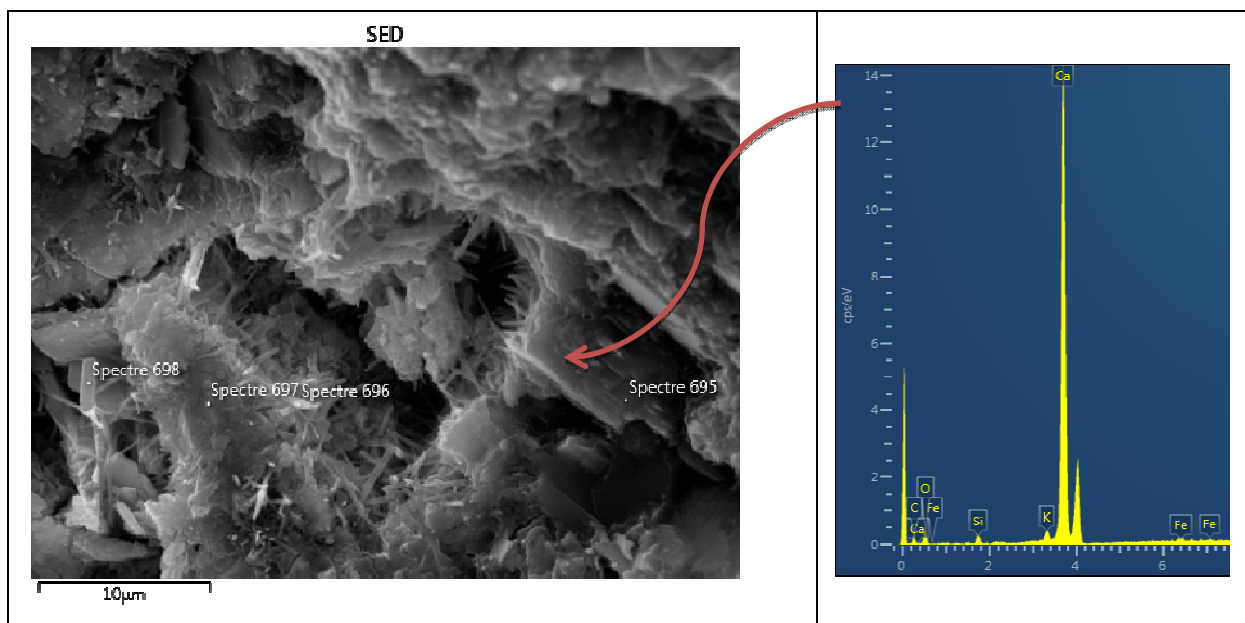
entraînent la formation de (aluminates hydratés par tétracalcique), de (aluminates hydratés tricalciques); des C-S-H (tobermorite), et du (gehlenite). Ces réactions sont favorisées dans le milieu basique créée par la chaux [3-4].

En revanche pour le sédiment calciné, une faible activité (500 mg) a été enregistrée. Une valeur toutefois plus élevée que la valeur trouvée par Frohard (279 mg) [5]. On peut se poser la question sur l'homogénéité du sédiment à la fois avant et après traitement.

## 5.2 MEB

Des observations aux MEB des différentes pâtes de liants après 28 jours de cure humide ont été effectuées. D'une manière générale, elles corroborent bien avec les résultats des analyses DRX. En effet, on constate la présence de l'ettringite et de la portlandite dans toutes les pâtes. Toutefois, une quantité importante de cette phase a été observée dans la pâte avec du sédiment comme le montre la Figure 3-5. Par ailleurs, il a été observé la présence de nombreux grains anhydres de laitier et de cendres volantes dans les pâtes à base de CEM III et CEM V, montrant leur faible réactivité à 28 jours de maturation. Néanmoins, la matrice à base de CEM III paraît dense mais contenant des pores isolés plus ou moins importants (Figure 3-7).

Les observations au MEB permettent de rendre compte de la microstructure des pâtes et de la porosité. En effet, on peut constater la présence d'une porosité relativement importante dans la pâte de liant à base de sédiment (Figure 3-5) comparé à celle de la pâte de référence (Figure 3-9). En revanche, une microstructure dense avec peu de porosité est observée pour la pâte contenant du métakaolin (Figure 3-6).



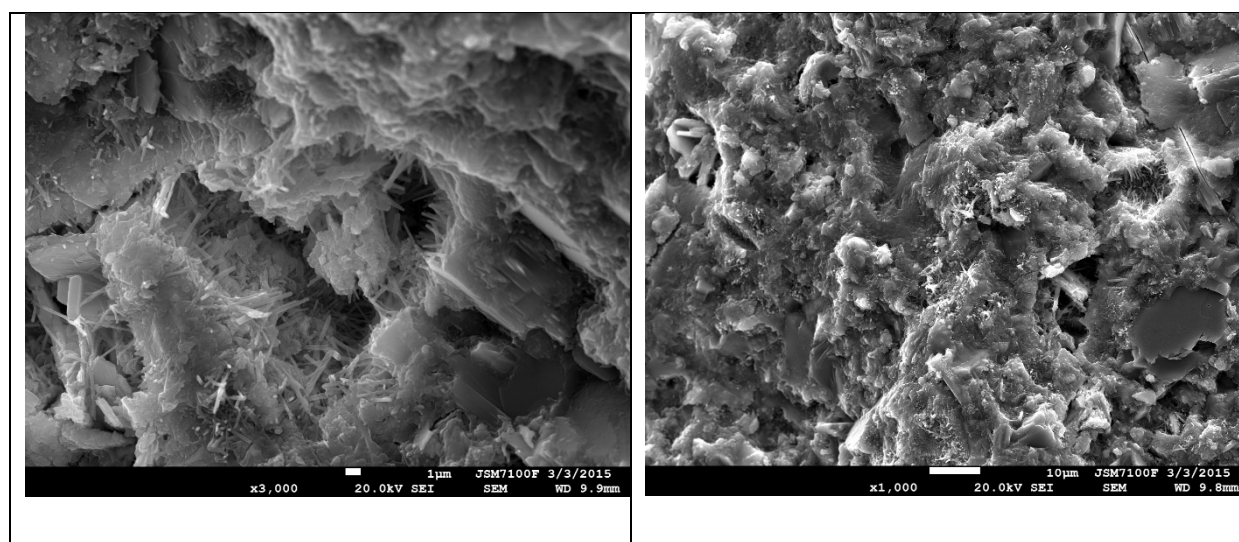
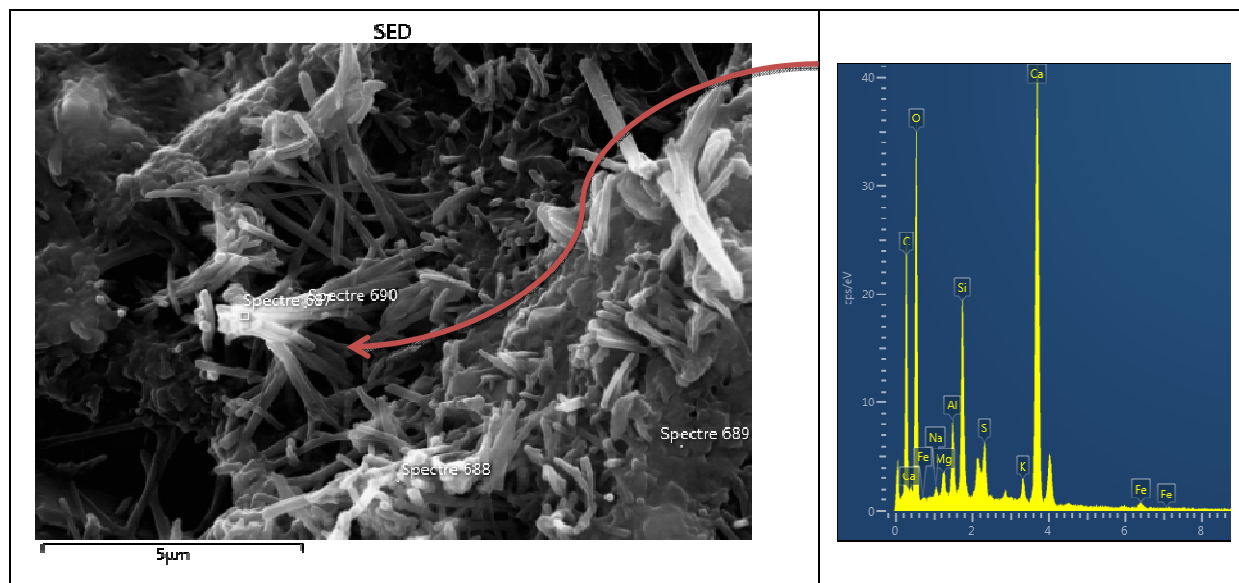
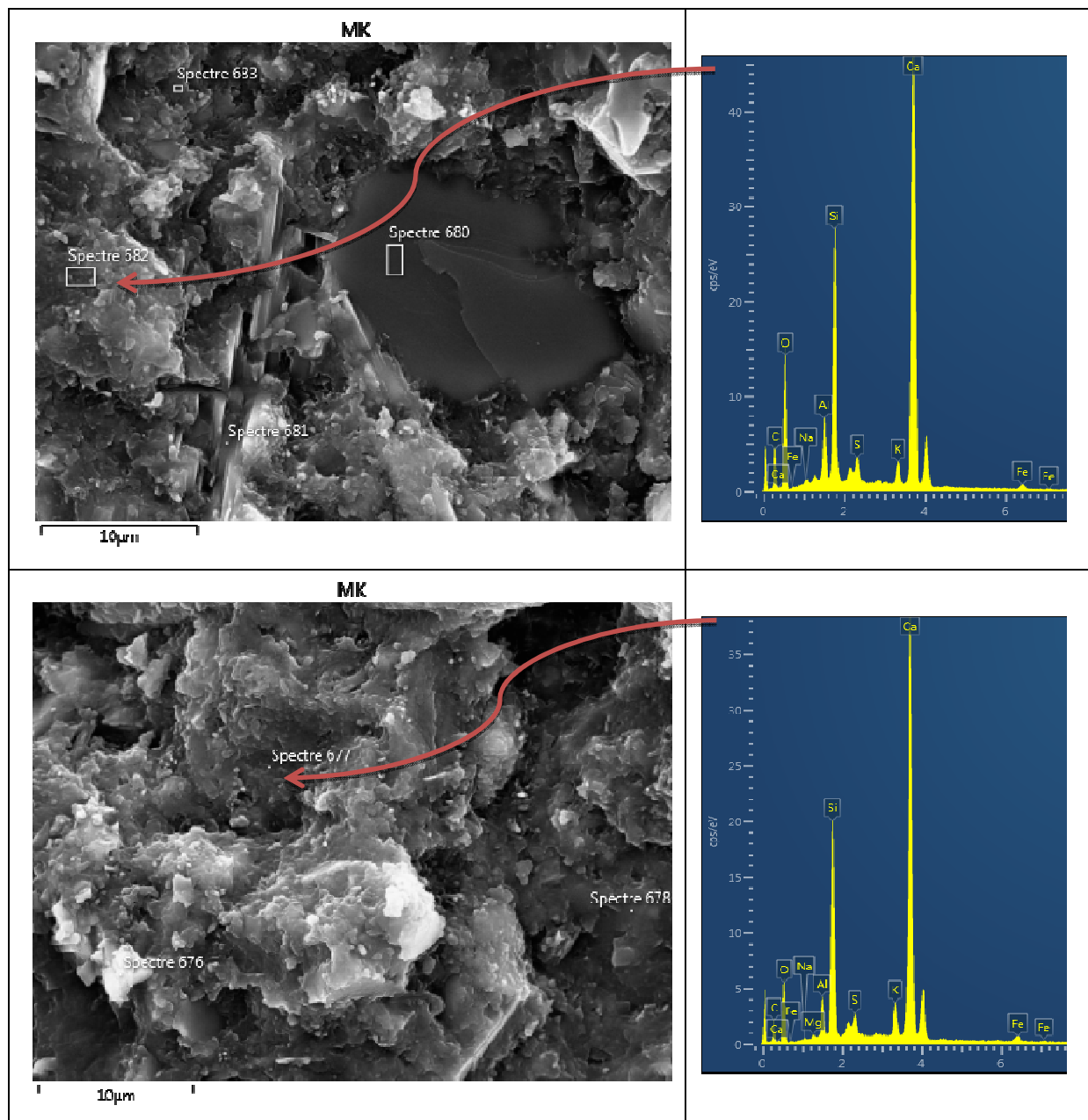


Figure 3-5: Images MEB et micro-analyses de la pâte de liant à base de sédiment traité à l'âge de 28 jours.





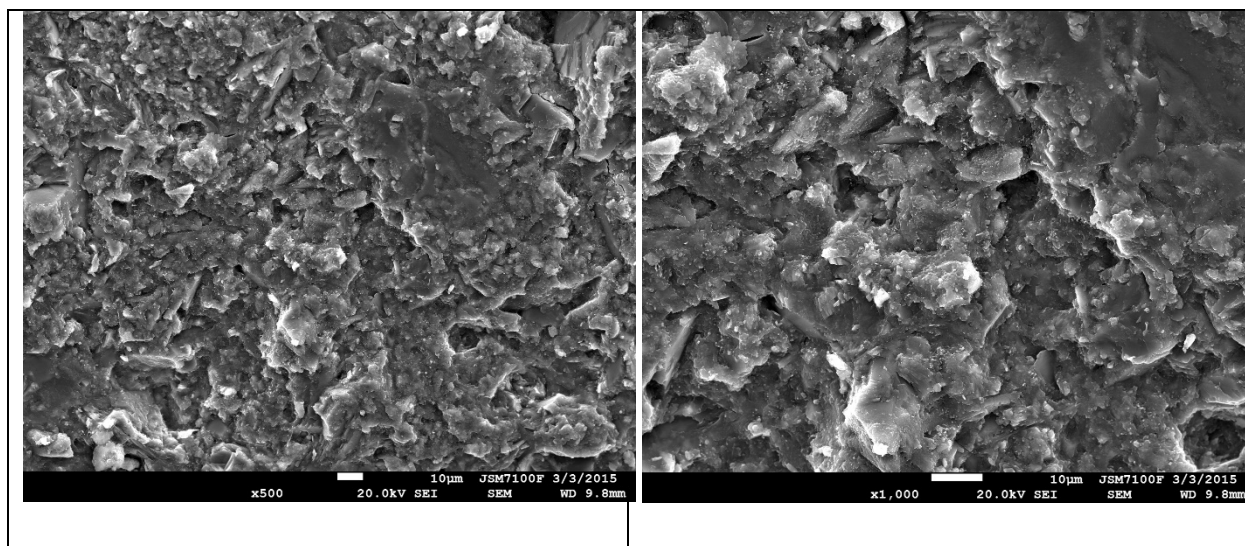
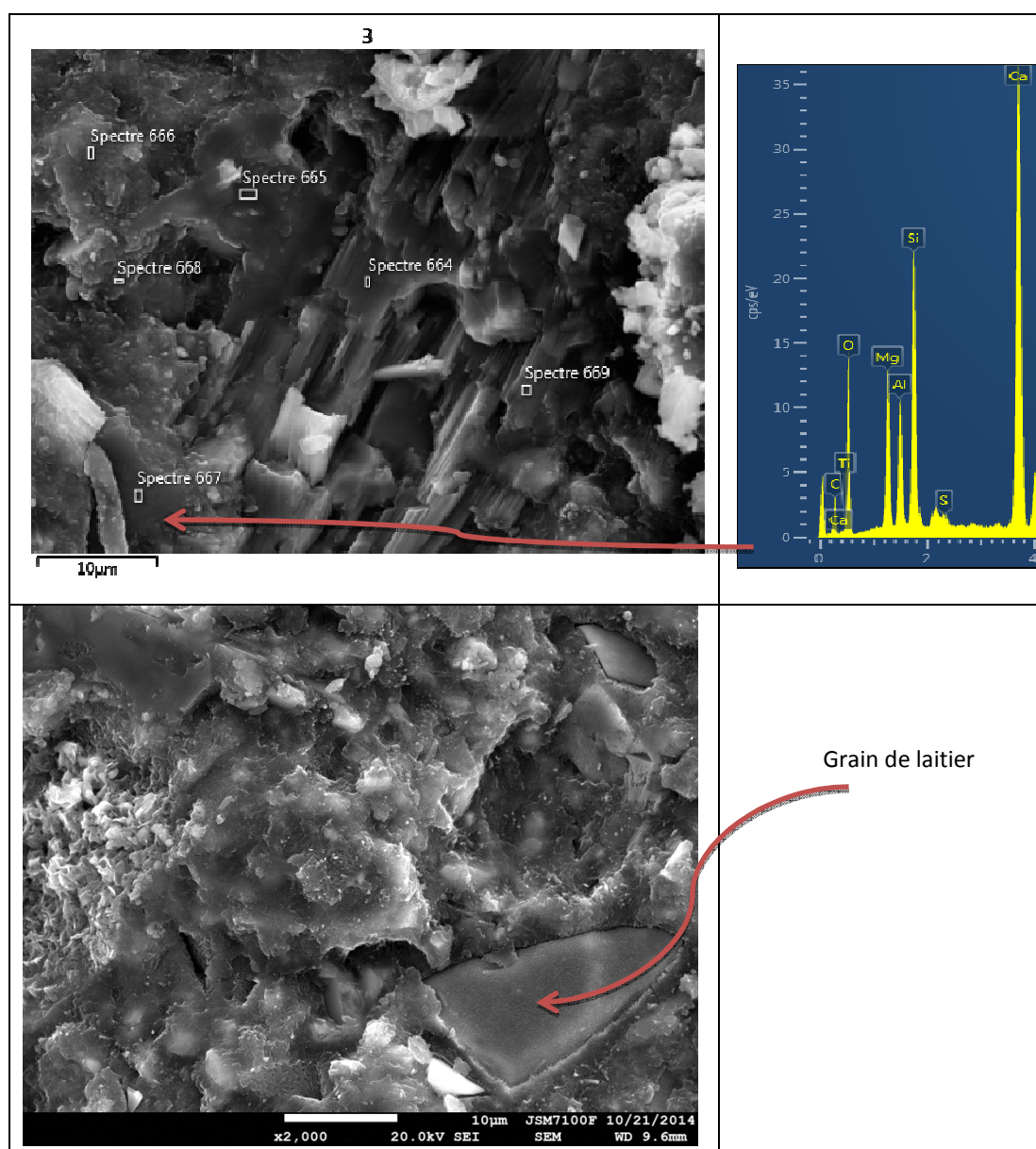


Figure 3-6: Images MEB et micro-analyses de la pâte de liant à base de métakaolin à l'âge de 28 jours.



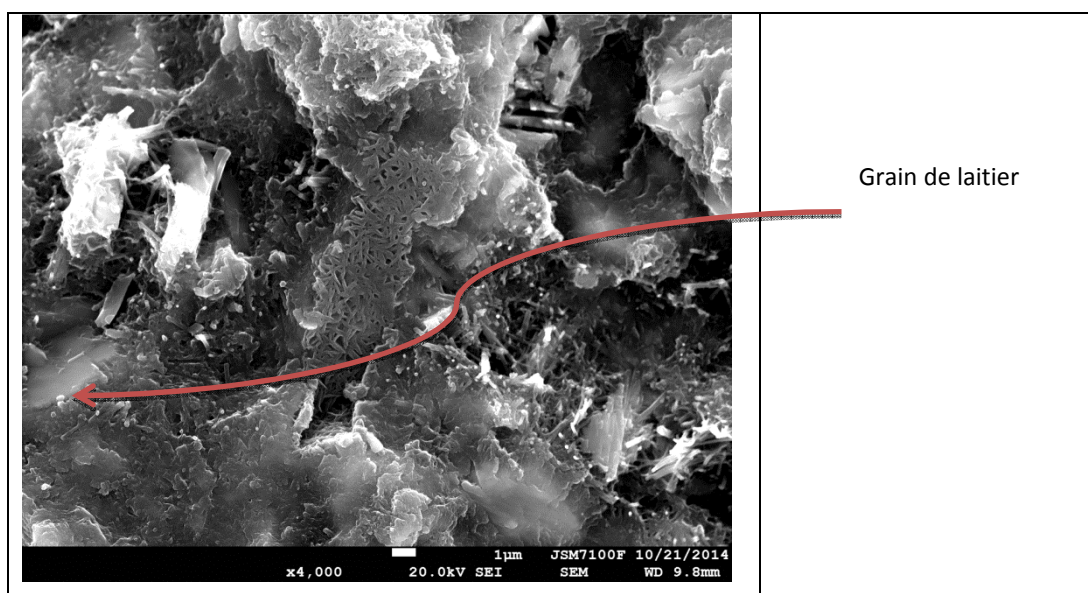


Figure 3-7: Images MEB et mirco-analyses de la pâte de liant à base de CEM III à l'âge de 28 jours.

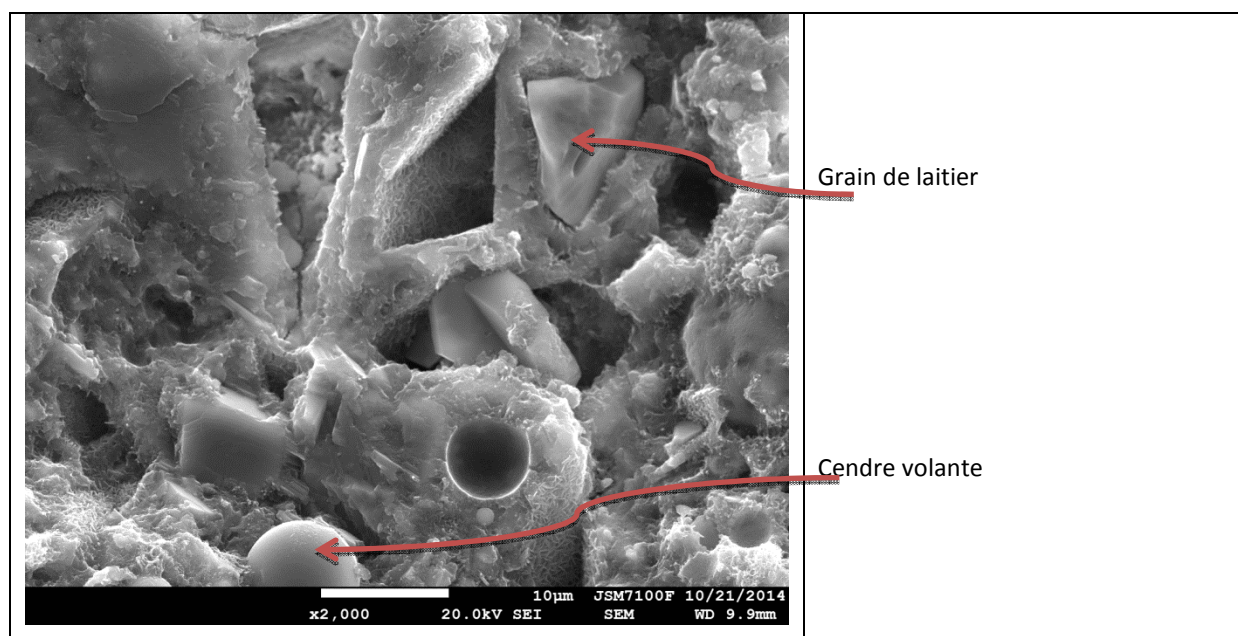


Figure 3-8: Images MEB de la pâte de liant à base de CEM V à l'âge de 28 jours.



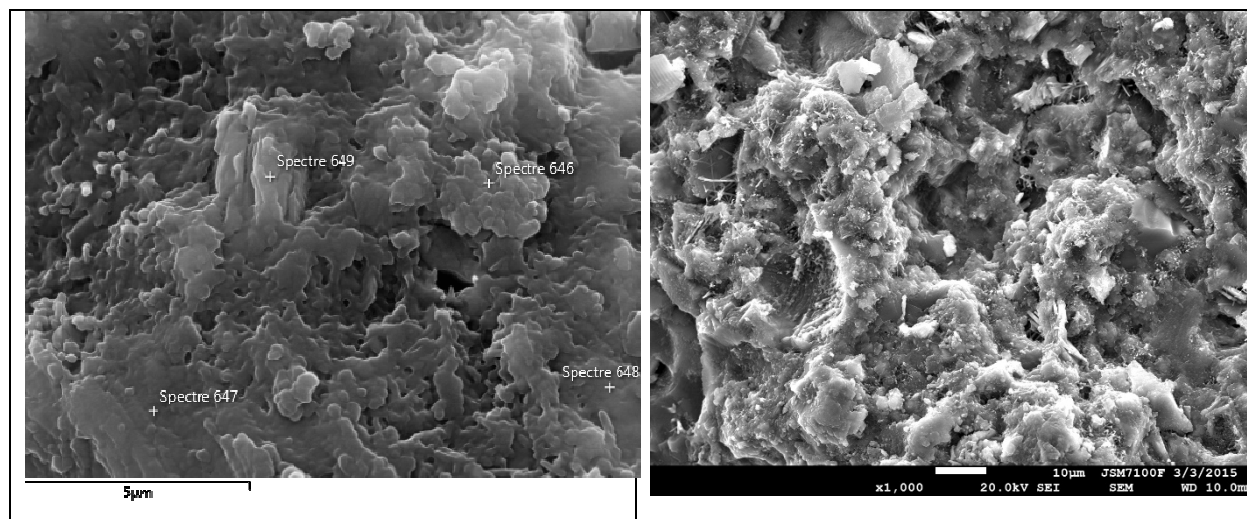
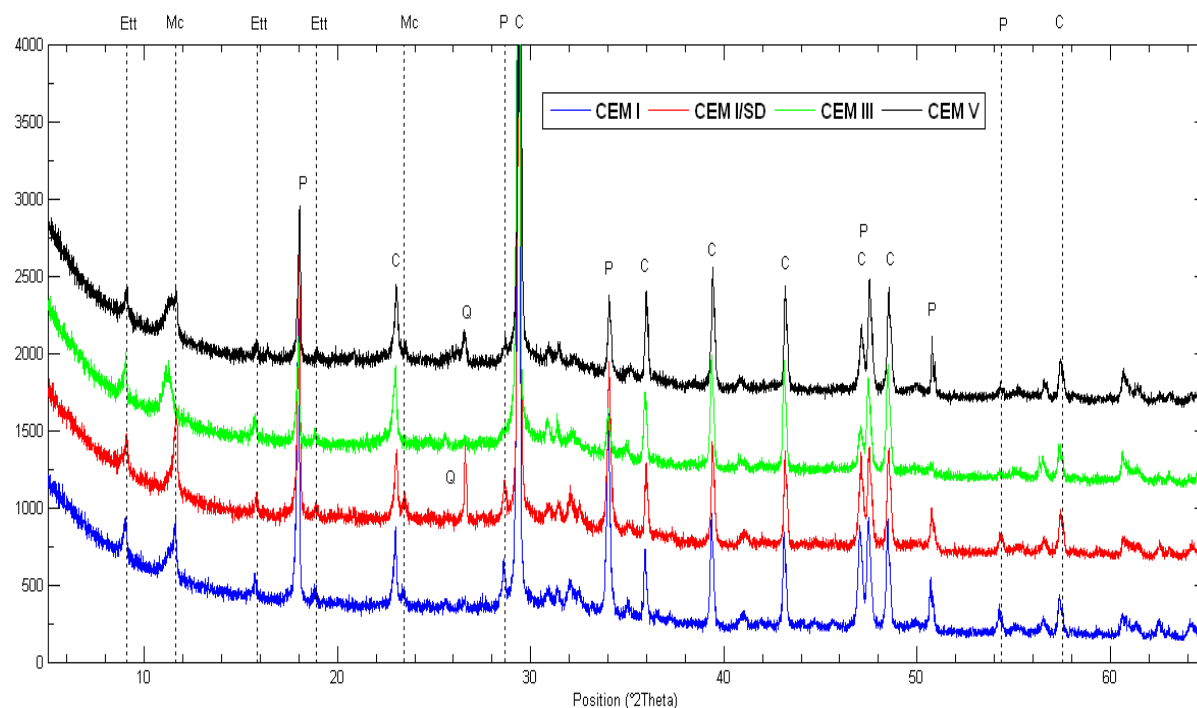


Figure 3-9: Images MEB de la pâte de liant de référence à l'âge de 28 jours.

### 5.3 DRX

La Figure 3-10 présente les diffractogrammes obtenus sur des échantillons de pâtes de liant âgées de 28 jours. L'analyse de ces spectres montre la présence d'un pic intense se situant toujours à la fente  $28.60^\circ$  ( $2\theta$ ), et qui caractérise la présence d'une quantité non négligeable de calcite, due à la présence du filler calcaire, ce qui est prévisible et normal. On remarque également la présence de la portlandite, de l'ettringite ainsi que du monocarboaluminate dans toutes les pâtes étudiées. La présence de ce dernier est à relier à la présence du filler calcaire dans le mélange. Le pic de portlandite est beaucoup moins intense pour la pâte au laitier ce qui est aussi prévisible de part la faible teneur en clinker. Dans les pâtes à base de CEM V, CEM I-MK et CEM I-SD, on détecte également du quartz. Par ailleurs à 90 jours comme à 28 jours, la pâte avec du métakaolin présente les mêmes minéraux avec un pic plus intense relatif au monocarboaluminate.





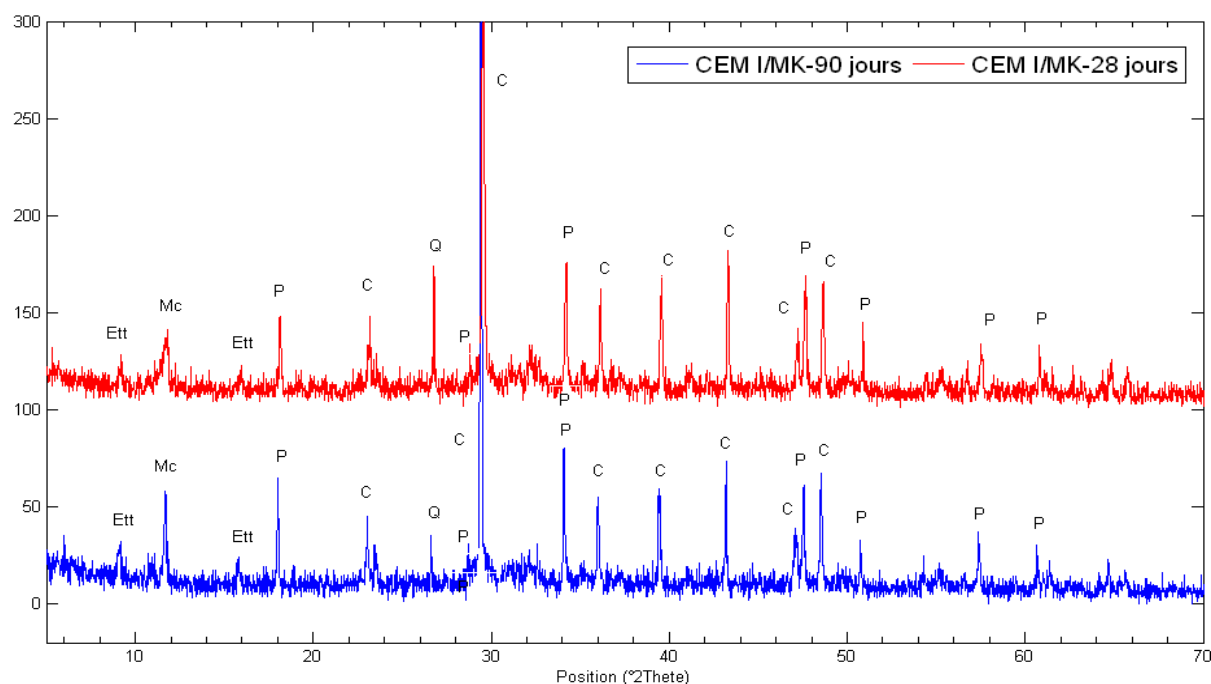


Figure 3-10: Spectres DRX correspondant aux différentes pâtes de liant à l'âge de 28 jours ainsi que le spectre de la pâte contenant du métakaolin à 90 jours.

## 6 Influence du type du liant sur la microstructure

### 6.1 Evolution de la teneur en eau liée

Le Tableau 3-2 présente les résultats des mesures en termes d'eau libre et eau liée pour les cinq pâtes de ciment à 12, 28 et 360 jours de cure humide. Les résultats à 12 jours montrent une teneur moins importante en eau liée pour les mélanges contenant du métakaolin ou du sédiment traité par rapport à la pâte de référence, ce qui indique une hydratation moins importante et ainsi le développement probable d'une plus faible quantité d'hydrates au jeune âge. A partir de 28 jours la quantité eau liée va être augmentée pour la pâte de CEM I/MK celle du CEM I qui nous explique un développement des hydrates et donc une résistance plus importante pour le mélange de CEM I/MK. Le liant à base de CEM III présente la plus forte teneur en eau libre proche de celle du ciment CEM V.

Tableau 3-2: Teneur en eau libre et en eau liée mesurées sur des pâtes d'étude.

Teneur en eau non évaporée(%)	CEM I	CEM I/MK	CEM III	CEM V
12 jours	20.8	19.5	19.6	18.4
28 jours	21.5	22.8	20.8	18.8
360 jours	22.5	24.6	21.7	21.0
Teneur en eau évaporée(%)	CEM I	CEM I/MK	CEM III	CEM V
12 jours	23,1	23.9	24.2	24.1
28 jours	21.1	20.8	23.3	22.8
360 jours	19.4	18.8	21.7	20.5

### 6.2 Effet sur la porosité accessible à l'eau

La porosité accessible à l'eau est un paramètre essentiel pour la caractérisation de la durabilité des bétons. Le Tableau 3-3 présente les valeurs de porosité obtenues pour les cinq BAP étudiés et ceci à

28, 90 et 360 jours de cure humide. On peut constater que la porosité accessible à l'eau diminue au cours du temps pour toutes les formulations de BAP, ce qui est prévisible, ceci est dû à l'avancement de l'hydratation des ciments et des additions. La formulation à base de métakaolin présente les plus faibles valeurs de porosité à 28 jours comme à 90 et 360 jours. Ceci est certainement dû à l'effet filler des fines particules du métakaolin d'une part et à l'effet pouzzolanique de cette addition d'autre part. Ainsi le remplacement de 15% de CEM I par du métakaolin entraîne une diminution de la porosité accessible à l'eau de 6% et de 9% à 28 et 90 jours respectivement. La réaction pouzzolanique du métakaolin avec les phases hydratées du ciment portland s'accompagne par une diminution de la porosité. En effet, au cours de la réaction pouzzolanique de métakaolin avec CEM I, le métakaolin réagit avec la portlandite pour produire un gel de C-S-H supplémentaire qui modifie la distribution des tailles des pores et entraîne donc une diminution de la porosité. En revanche, l'utilisation de 8% du sédiment à la place du ciment portland entraîne une augmentation de la porosité à l'eau de 11% et 15% à 28 et 90 jours respectivement. Par ailleurs, on peut également constater que le BAP à base de CEM III montre une porosité plus importante que le BAP de référence BAP-CEM I et BAP-CEM V à 28 et 90 jours. Ces résultats sont en accord avec les mesures de la teneur en eau libre vus précédemment.

Tableau 3-3: Porosité accessible à l'eau des différents BAP étudiés

Porosité accessible à l'eau (%)	BAP CEM I	BAP CEM I/MK	BAP CEM I/SD	BAP CEM III	BAP CEM V
28 jours	19.1	18.5	19.9	20.8	20.3
90 jours	17.4	16.1	18.1	19.7	19.1
360 jours	17	15.4	18	19.1	18.9

### 6.3 Effet des additions sur l'absorption capillaire

La mesure de l'absorption capillaire est un moyen simple et facile qui permet de caractériser la cinétique d'absorption des matériaux. Plus l'absorption capillaire est élevée, plus le matériau est susceptible à être rapidement envahi par le liquide en contact. C'est aussi une propriété qui caractérise la disposition des pores du matériau qui absorbent et transmettent l'eau par capillarité.

Les résultats des mesures du coefficient d'absorption capillaire (Abs %) des BAP d'étude après 28j, 90j et 360 jours de cure humide sont présentés dans la Figure 3-11. Les résultats montrent que pour toutes les formulations étudiées, le coefficient d'absorption diminuent sensiblement entre 28j et 90 jours de maturation. Par ailleurs, nous pouvons constater que ce coefficient est plus faible pour les BAP contenant des additions minérales et ceci pour tous les âges testés. On remarque également que contrairement au BAP de référence, le coefficient d'absorption capillaire continue à baisser après 90 jours pour les BAP avec additions même si cette diminution reste modérée. Ceci peut être attribué aux réactions pouzzolaniques du métakaolin et des cendres volantes et aux réactions d'hydratation latentes du laitier.

Comme pour la porosité accessible à l'eau, le BAP à base de MK présente les plus faibles valeurs d'absorption capillaire, des valeurs 19% et 28% plus faible à celles obtenues avec le BPA de référence à 28j et 90 j respectivement. Ainsi, il apparaît que le métakaolin joue un rôle important dans le

développement du réseau poreux et son affinement. On peut s'attendre à une microstructure plus tortueuse et plus dense.

Pour les BAP à base de CEM III, le coefficient d'adsorption est 15.3% et 24% plus faible que celui du BAP de référence à 28 et 90 jours respectivement, et 11.7% et 13.3% pour le CEM V.

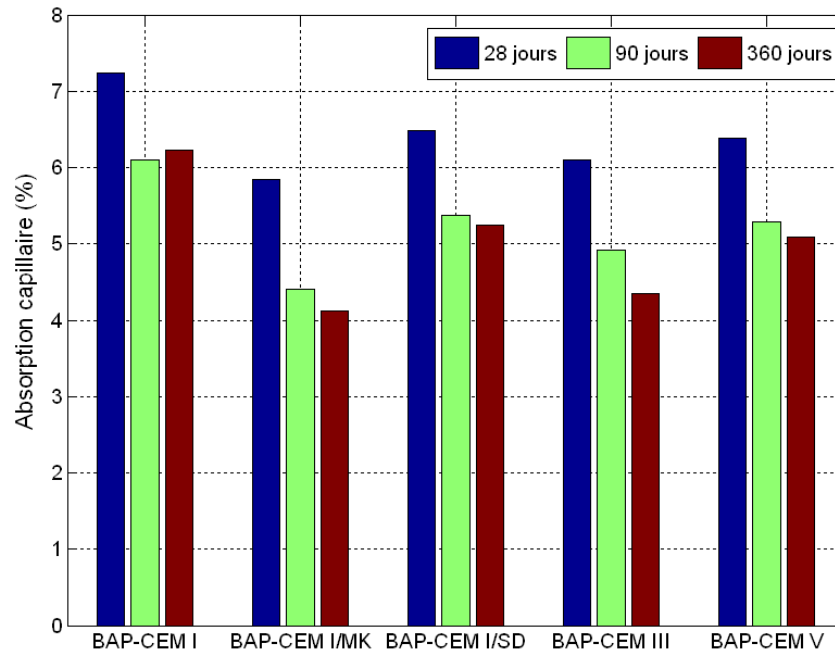


Figure 3-11: Absorption capillaire des différents BAP d'étude, essai réalisé après 28, 90 et 360 jours de conservation dans l'eau

Le BAP à base de sédiment et celui à base de CEM V ont des valeurs de coefficients d'absorption capillaire de même ordre de grandeur et ceci quel que soit l'âge.

## Conclusion

Dans ce chapitre, ont été exposés les résultats des mesures et des analyses physico-chimiques réalisés sur les différentes formulations. L'influence du type de liant sur le temps de prise, sur la teneur en eau liée, sur la porosité accessible à l'eau et sur l'absorption capillaire a été montrée.

L'activité pouzzolanique du métakaolin et du sédiment a été mesurée montrant une forte activité pour le métakaolin et une très faible activité pour le sédiment.

Les résultats des mesures ont montré que les BAP avec additions présentent un coefficient d'adsorption plus faible que le BAP de référence mais une porosité accessible à l'eau plus ou moins faible. La mesure de l'eau liée indique clairement une activité pouzzolanique importante du BAP à base de métakaolin. Ce dernier BAP présente également les plus faibles valeurs de porosité et d'adsorption capillaire, résultat qui corrobore bien avec les analyses et observations au MEB.

## Références bibliographiques

- [1].Brooks J.J, Megat Johari M.A, and Mazloom, M. Effect of admixtures on the setting times of high-strength concrete. *Cem Concr Comp*, Vol. 22, 2000, pp. 293-301.
- [2].Nonat A, Mutin JC. From hydration to setting. In: Nonat A,Mutin JC, editors. *Hydration and Setting of cements*, E & FNSpon, 1992. p. 171-191.
- [3].Sabir, BB., Wild, S., Bai, J. Métakaolin and calcined clay as pozzolans for concrete: a review. *Cement Concrete Compos*; vol. 16, (2001), p. 441–54.
- [4].Jian-Tong, D., Zongjin, L. Effects of métakaolin and silica fume on properties of concrete. *ACI Mater J* vol. 99, (2002), pp. 393–8.
- [5].Frohard, F. Durabilité des éco-bétons : Impact d'additions cimentaires alternatives sur la corrosion des armatures dans les bétons armés, Thèse de l'université de Sherbrooke et l'université Paris-Est, 2014.

# Chapitre 4

## Comportement mécanique et les variations dimensionnelles avec la fissuration

### 1 Influence du type de liant sur les propriétés mécaniques

#### 1.1 Indice d'activité du métakaolin et du sédiment

Pour quantifier l'activité pouzzolanique des additions ; métakaolin et sédiment, vis-à-vis de la résistance mécanique, les indices d'activité de ces additions ont été mesurés à 7, 28, 90 et 360 jours. Pour cela, nous avons fabriqué des prismes de mortier  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  avec un rapport E/C de 0.5 et une substitution du ciment portland par 15% de MK et 8% de sédiment selon la norme (EN 196-1, 2006). Ces prismes ont été ensuite testés en flexion et compression. L'indice d'activité noté « i » est défini comme le rapport des résistances en compression  $f_p(t)$  et  $f_0(t)$ , avec  $f_p$  est la résistance du mortier contenant une fraction p d'addition et  $f_0$  la résistance du mortier témoin (sans addition) [2].

$$i_p = \frac{f_p(t)}{f_0(t)} \quad [\text{Eq. 4-1}]$$

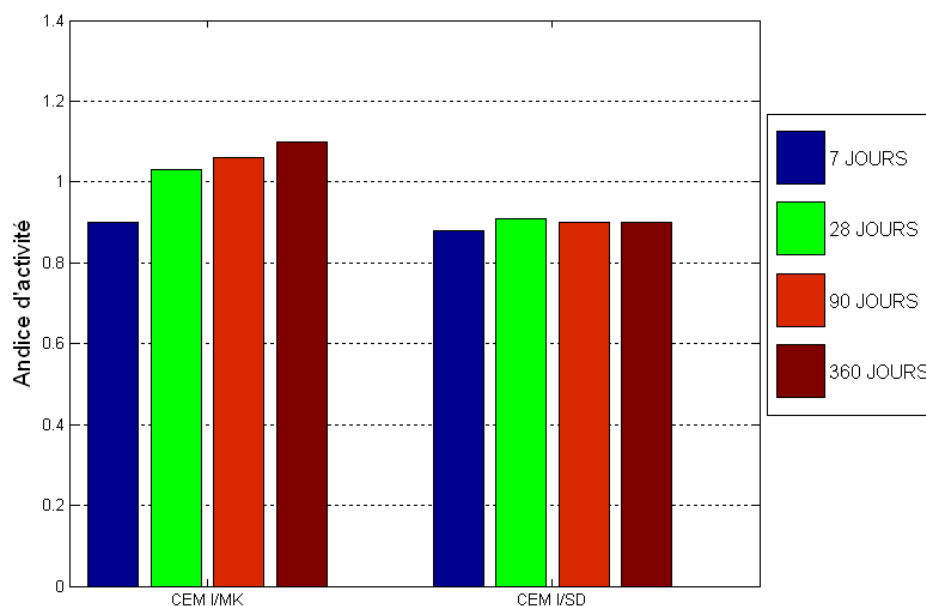


Figure 4-1: Indice d'activité du sédiment et du métakaolin dans le ciment portland

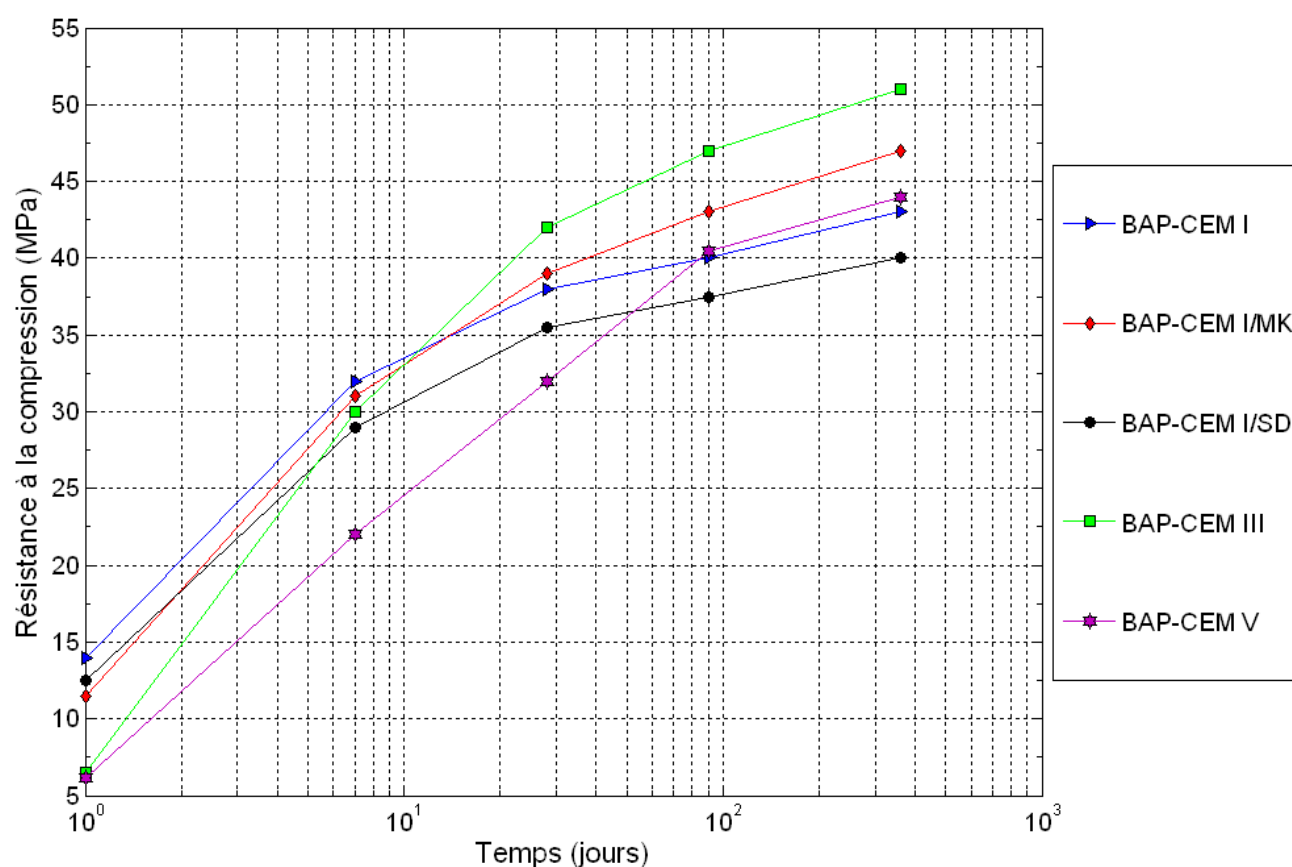
La Figure 4-1 présente les résultats des mesures de l'indice d'activité et montre que cet indice devient supérieur à 1 dès 28 jours pour le métakaolin, ce qui prouve l'effet positif sur le développement de la résistance mécanique. En revanche, l'indice d'activité reste inférieur à 1 pour le sédiment, ce qui laisse supposer un effet uniquement filler de cette addition du point de vue résistance mécanique.

## 1.2 Influence sur la résistance à la compression (Rc)

Les résultats des essais de mesure de la résistance à la compression sont donnés dans le Tableau 4-1. L'évolution de la résistance en compression (Rc) en fonction du temps et de la nature du liant est présentée dans la Figure 4-2.

Tableau 4-1: Valeurs des résistances à la compression des BAP.

Rc (MPa)	BAP				
	1j	7j	28j	90j	360j
BAP-CEM I	14	32	37,5	40	43
BAP-CEM I/MK	11,5	30	39	43	47
BAP-CEM I/SD	13	28	34,5	36,5	39
BAP-CEM III	6,5	30	42	47	51
BAP-CEM V	6,2	22	32	40,5	44



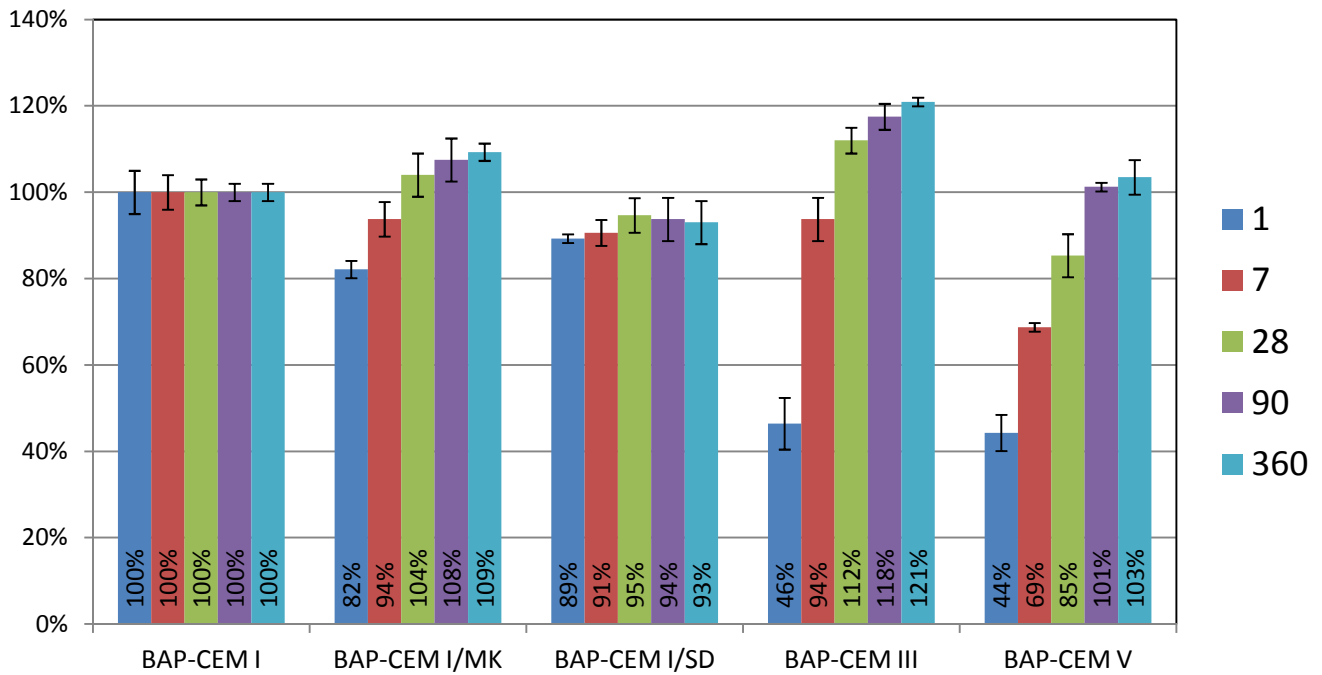


Figure 4-2: Evolution de la résistance à la compression des différents BAP au cours du temps.

Les résultats montrent que pour tous les BAP étudiés, la résistance en compression augmente avec l'âge ce qui correspond à la poursuite de l'hydratation du ciment et des additions. D'une façon générale, les additions utilisées semblent produire des résistances à la compression au jeune âge plus faibles par rapport au BAP de référence. En revanche, dès 28 jours,  $R_c$  du BAP-CEM I/MK (39 MPa) dépasse celle du BAP de référence (38 MPa) et poursuit son augmentation. Ceci peut être expliqué par la réactivité pouzzolanique du MK d'une part et par son effet accélérateur de l'hydratation du clinker par effets de nucléation d'autre part [1-2].

Pour les BAP à base de CEM III et CEM V, les faibles valeurs de  $R_c$  aux jeunes âges peuvent être expliquées par la lente hydraulité et pouzzolanité du laitier et des cendres volantes. En revanche, après un an, les BAP à base de CEM III et CEM V développent respectivement des résistances à la compression 16% et 5% plus grandes que celle du béton de référence. Ces résultats confirment la propriété latente de l'hydratation des ciments contenant des cendres volantes et des laitiers.

### 1.3 Influence sur la résistance à la traction ( $R_t$ )

Les résistances en traction par fendage ont été déterminées pour les échéances de 1, 3, 7, 28, 90 et 360 jours après une cure dans l'eau et sont représentées graphiquement sur la Figure 4-3. Les résultats montrent que globalement l'évolution de  $R_t$  au cours du temps est semblable à celle de la résistance à la compression. On constate une augmentation notable de  $R_t$  au cours du temps pour tous les BAP étudiés. Comparé au BAP de référence, les BAP avec additions (sauf le BAP au sédiment) développent des valeurs de résistance à la traction aux jeunes âges (1, 3 jours). L'écart se réduit rapidement à partir de 7 jours. A 28 jours, les BAP-CEM I/MK et BAP-CEM III présentent respectivement des résistances à la traction, 5% et 14% plus élevées que celle du BAP de référence, ce qui n'est pas le cas pour le BAP-CEM V qui développe à partir de 28 jours des résistances de traction légèrement inférieure à celle du BAP de référence.



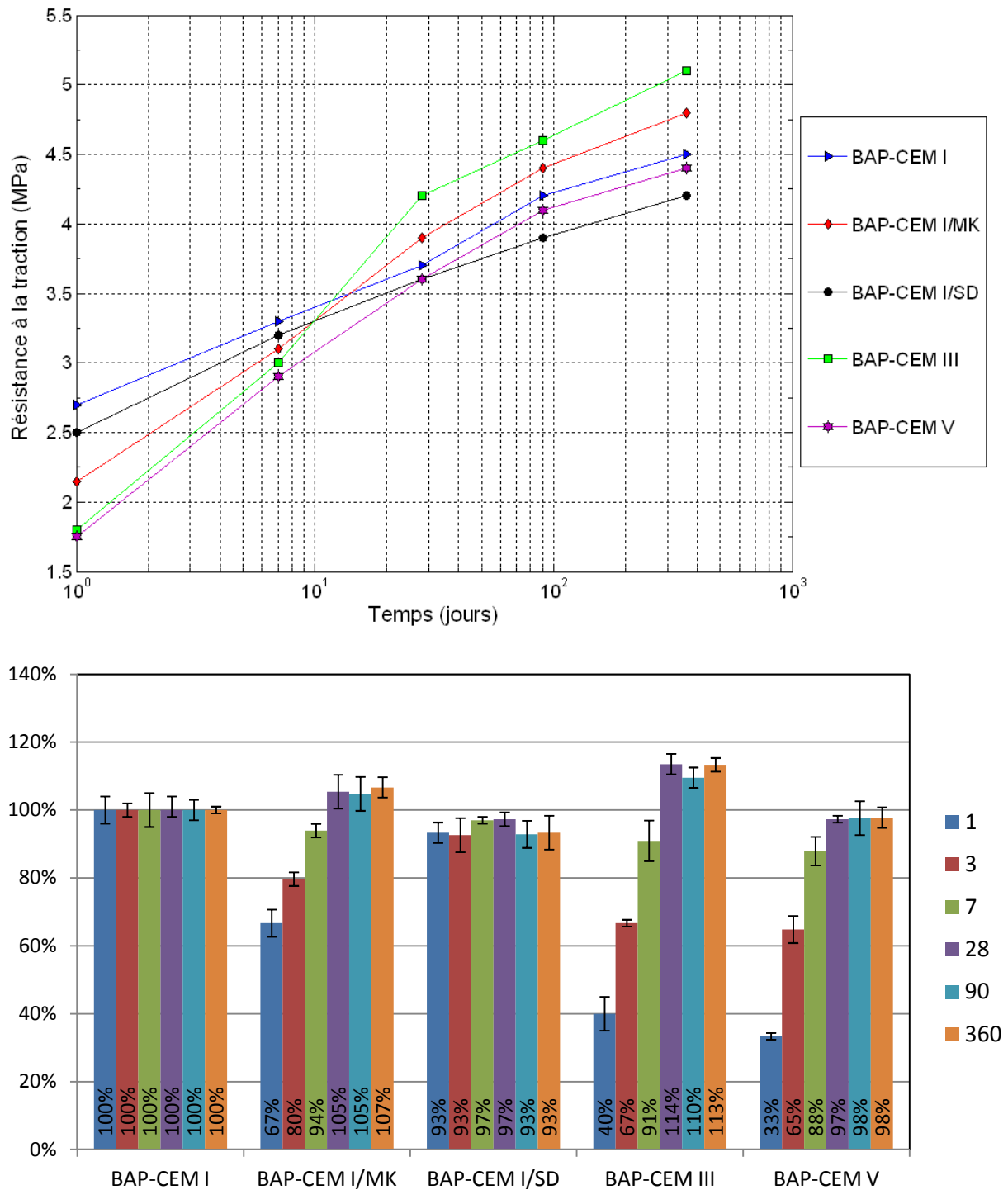


Figure 4-3: Evolution des résistances à la traction au cours du temps et en fonction de la nature du liant

#### 1.4 Corrélation entre Rc-Rt

D'après Neuville [3], il y aurait une proportionnalité entre la résistance à la compression et la résistance à la traction par fendage. Nous avons essayé de proposer une corrélation entre ces deux résistances à partir de nos résultats expérimentaux. La Figure 4-4 présente cette corrélation.

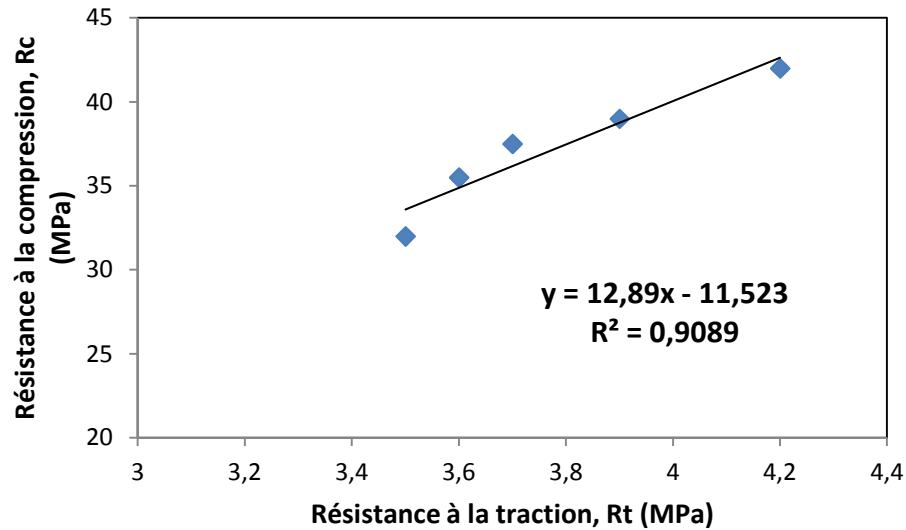
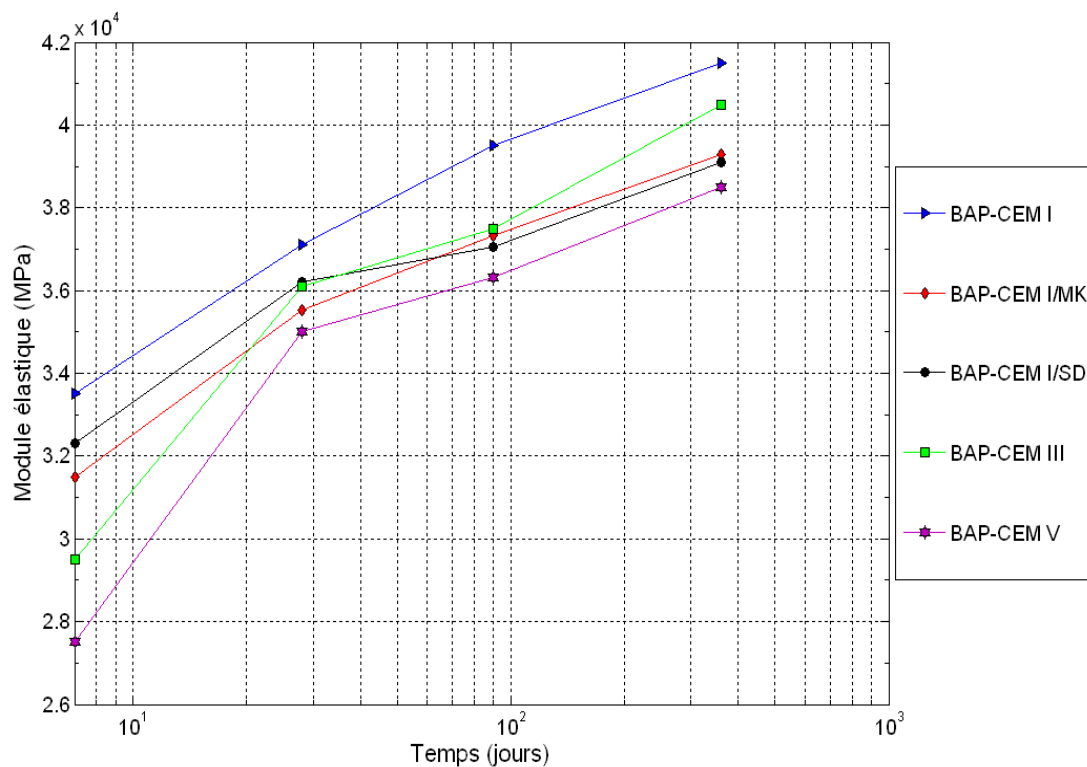


Figure 4-4: Corrélation entre la résistance à la traction et la résistance à la compression des BAP étudiés.

### 1.5 Influence sur le module élastique (E)

A partir des résultats de module élastique illustrés graphiquement dans la Figure 4-5, on peut remarquer que le module d'élasticité des BAP contenant des additions minérales est plus faible que celui développé par le BAP de référence et ceci à tout âge. Toutefois, on constate une augmentation du module élastique avec l'âge pour tous les BAP étudiés. Toutefois, l'écart reste modéré puisqu'il ne dépasse pas 18%, valeur obtenue pour le BAP-CEM V à 7 jours.



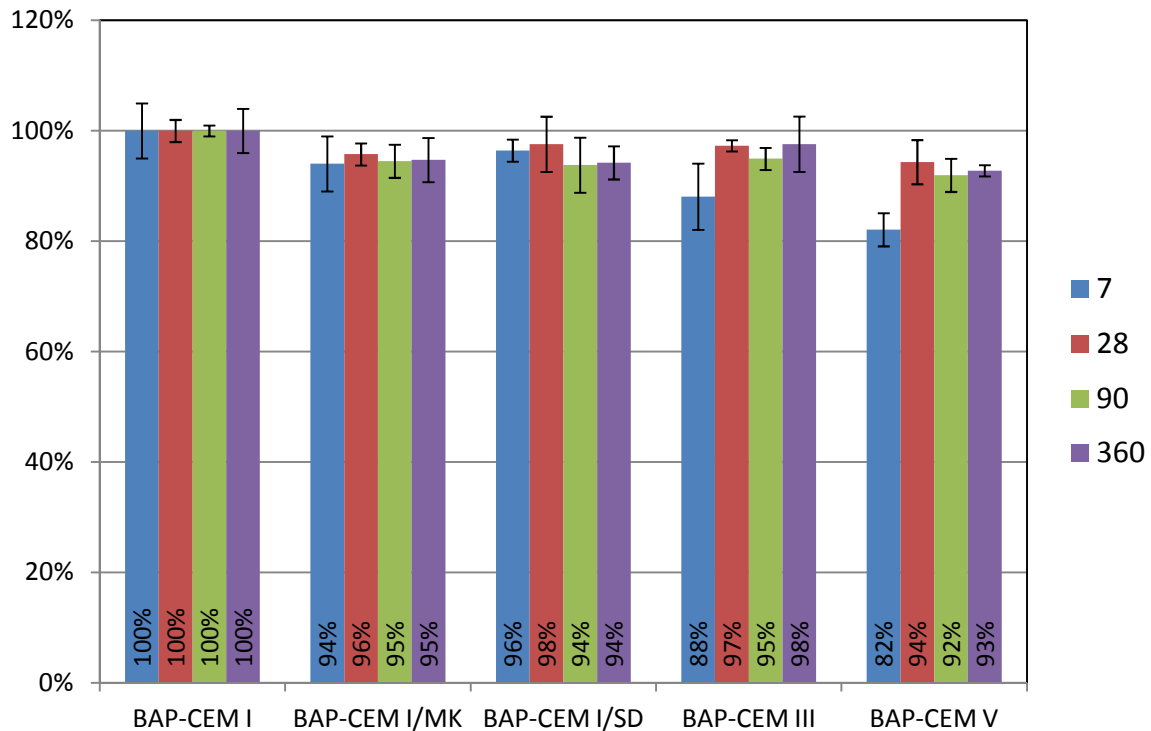


Figure 4-5: Mesure du module élastique statique des différents BAP étudiés.

## 1.6 Influence du type de liant sur le retrait libre

### 1.6.1 Retrait au très jeune âge-retrait plastique

La Figure 4-6 présente l'évolution du retrait plastique du BAP témoin, BAP-CEM I /MK, BAP-CEM III et BAP-CEM V en condition de séchage ( $20 \pm 1$  °C et  $50 \pm 2\%$  d'humidité relative) ainsi que dans des conditions endogènes. Les résultats montrent que les BAP avec additions développent un retrait plastique plus important que le BAP de référence en conditions de dessiccation et le contraire en conditions endogènes. Directement après le début de la mesure (environ 75 min après le contact eau-ciment), la déformation du BAP-CEM I commence à augmenter d'une façon linéaire jusqu'à 5.3 h. Après, la cinétique d'évolution de la déformation diminue pour atteindre ensuite un plateau de stabilisation.

Les BAP contenant les additions minérales ont montré une tendance similaire, mais avec un retard temporaire. Leur retrait plastique a commencé à croître à partir de 90 min, 120 min et 95 min respectivement pour le BAP-CEM I/MK, le BAP-CEM III et le BAP-CEM V. Ce développement a été plutôt lent au cours des 2 premières heures, puis a évolué de manière linéaire jusqu'à 6h, 7h et 6.5h pour BAP-CEM I/MK, BAP-CEM III et BAP-CEM V respectivement. Toutefois, la valeur finale de BAP-CEM I/MK est plus élevée que celle de BAP de référence en conditions de dessiccation. Une différence de 21% par rapport au BAP de référence est obtenue avec le métakaolin. Le BAP CEM I-MK présente le plus fort retrait plastique suivi par le BAP-CEM III et ensuite le BAP-CEM V. Pour le BAP-CEM III, une déformation plus faible a été enregistrée au cours des 3 premières heures. Ensuite, la déformation a progressivement évolué jusqu'à 8h atteignant une valeur de retrait plastique proche de celle de BAP-CEM I/MK (environ 1210  $\mu\text{m/m}$ ). Ces résultats peuvent s'expliquer par les valeurs

plus élevées du taux d'évaporation données en Figure 4-7, dues à la disponibilité de l'eau libre provenant de la faible cinétique d'hydratation des BAP avec additions.

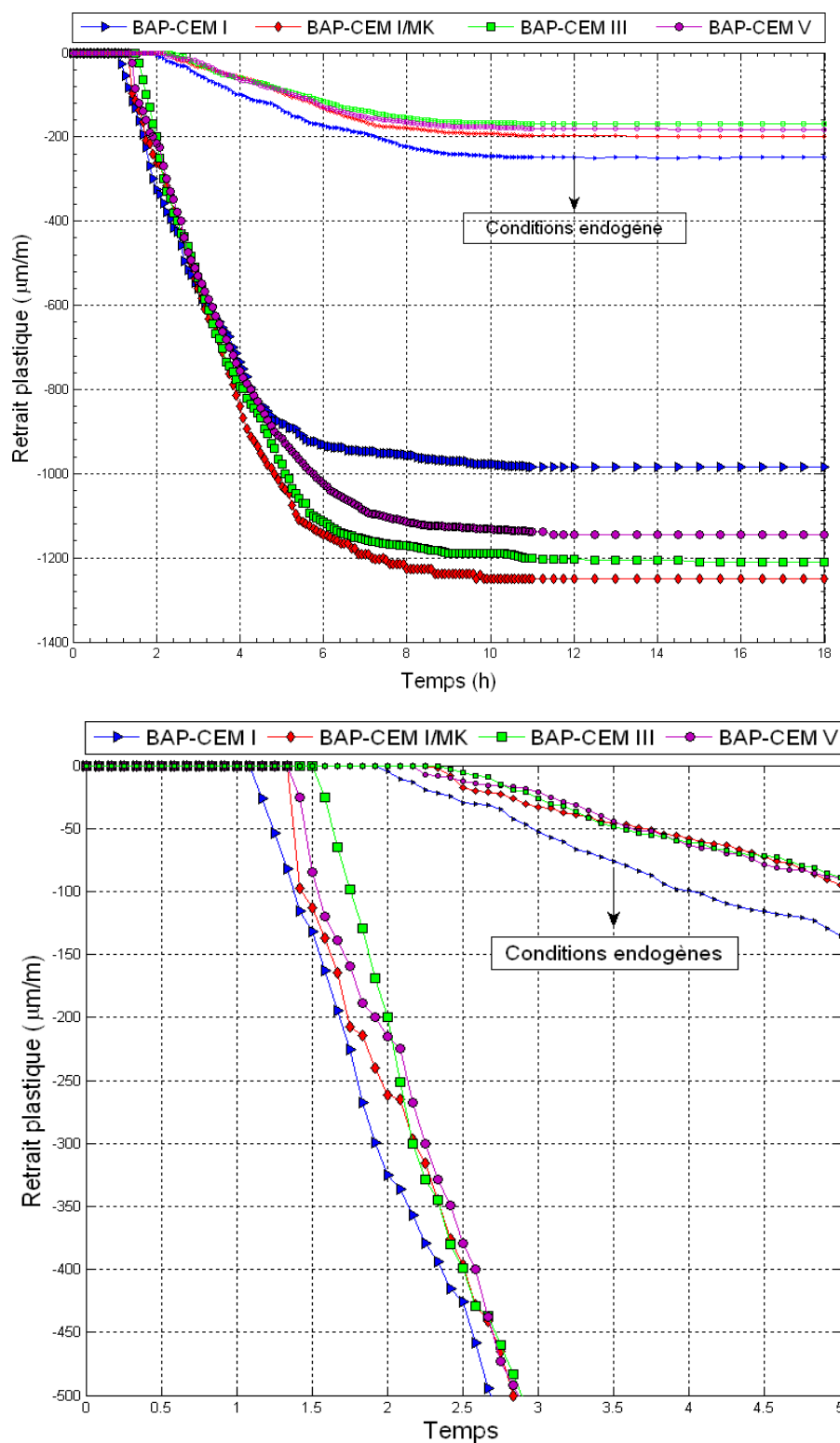


Figure 4-6: Mesure de retrait plastique des différents BAP en conditions de dessiccation et en conditions endogène.

Le développement de retrait plastique de nos différents mélanges de BAP peut être attribué à plusieurs phénomènes qui se produisent à l'état frais du matériau. D'abord, lorsque le BAP est mis en place dans le moule et sous l'effet de la gravité, le phénomène de consolidation se développe entraînant avec lui une remontée de l'eau à la surface du béton, ce qui peut générer un ressuage plus ou moins important. En même temps, un deuxième phénomène a lieu, il s'agit du retrait chimique dû à l'hydratation des phases anhydres du BAP (ciment + additions). En conditions endogènes, le retrait chimique des BAP avec additions est plus faible que celui du BAP de référence entraînant ainsi un retrait plastique plus faible. Dans des conditions de dessiccation, un troisième phénomène se produit et qui est le séchage, il correspond d'abord à l'évaporation du film d'eau à la surface et ensuite à l'évaporation de l'eau dans le matériau frais et ensuite durci. La prise plus rapide du BAP de référence rend plus difficile l'évaporation de l'eau ce qui lui permet de développer un retrait plus faible que celui des autres BAP avec additions.

En résumé, on peut dire que les additions minérales utilisées influent sur la cinétique et l'amplitude finale du retrait et ceci en agissant sur 3 phénomènes :

- (i) L'évaporation: les BAP à base des additions présentent un taux d'évaporation plus important contrairement au BAP à base de ciment Portland, à cause de leur teneur en eau libre plus importante due à une prise plus tardive et plus lente ainsi qu'un taux d'hydratation plus faible. Ce résultat est en accord avec les résultats des mesures de l'eau lié. Même si ces mesures ont été faites à 12 jours de maturation, elles montrent toutefois un plus faible taux d'hydratation au jeune âge des BAP avec additions.
- (ii) Le développement de la pression capillaire: La pression capillaire diminue plus rapidement dans les BAP à base des additions. C'est la conséquence du développement d'un réseau poreux a priori plus fin. Nous n'avons pas pu faire de mesures de pression capillaire mais nous pouvons arriver à cette conclusion grâce aux travaux de [4-5] qui ont montré l'existence d'une pression capillaire plus faibles dans les bétons à base de laitier de haut fourneau par rapport au béton de référence.
- (iii) La prise: Les BAP avec des additions minérales prennent plus tardivement ce qui diminue leur capacité de déformation et par conséquence entraîne un retrait plastique plus important.

Les BAP-CEM III et le BAP-CEMI/MK développent les plus fortes valeurs de retrait plastique en conditions de séchage. Ces valeurs sont proches. Toutefois, le BAP à base de CEM III présente également le plus grand taux d'évaporation alors que le BAP à base de MK développe un taux d'évaporation moindre. On peut relier ce résultat à une probable pression capillaire plus faible dans le BAP-CEMI/MK comparé au BAP-CEM III dû à l'effet du métakaolin sur le raffinement de la porosité par effet filler et effet pouzzolanique.

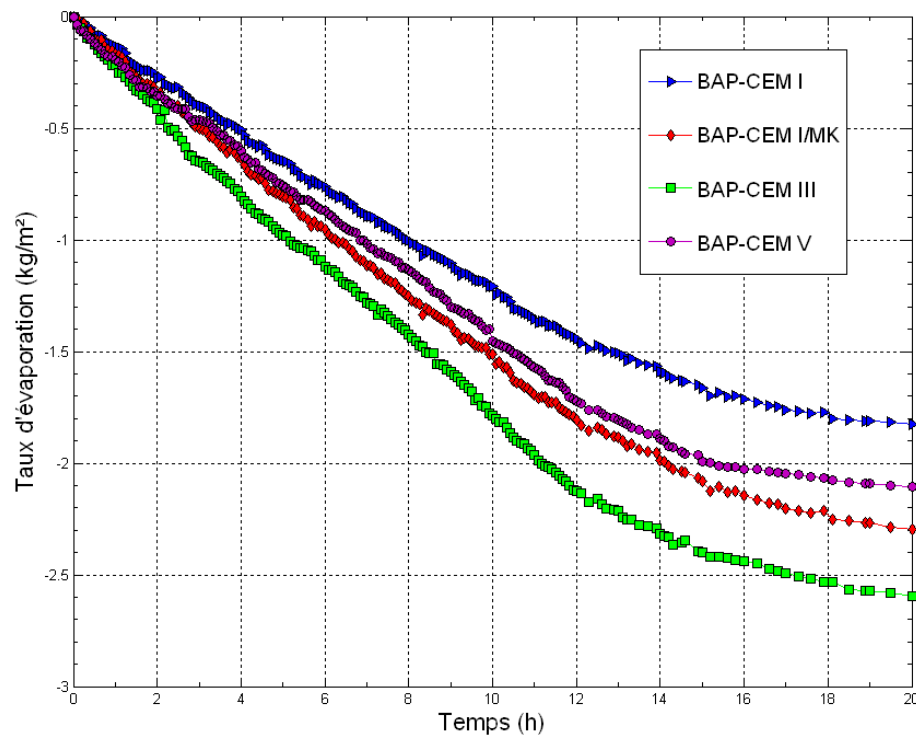


Figure 4-7: Mesure de taux d'évaporation des BAP.

Les résultats des déformations verticales (tassement) en fonction du temps sont présentés dans la Figure 4-8. Les tassements ont été mesurés en utilisant un laser mis en place, avec une précision de 0,0001 mm, à un intervalle de 5 min pour les 10 premières heures.

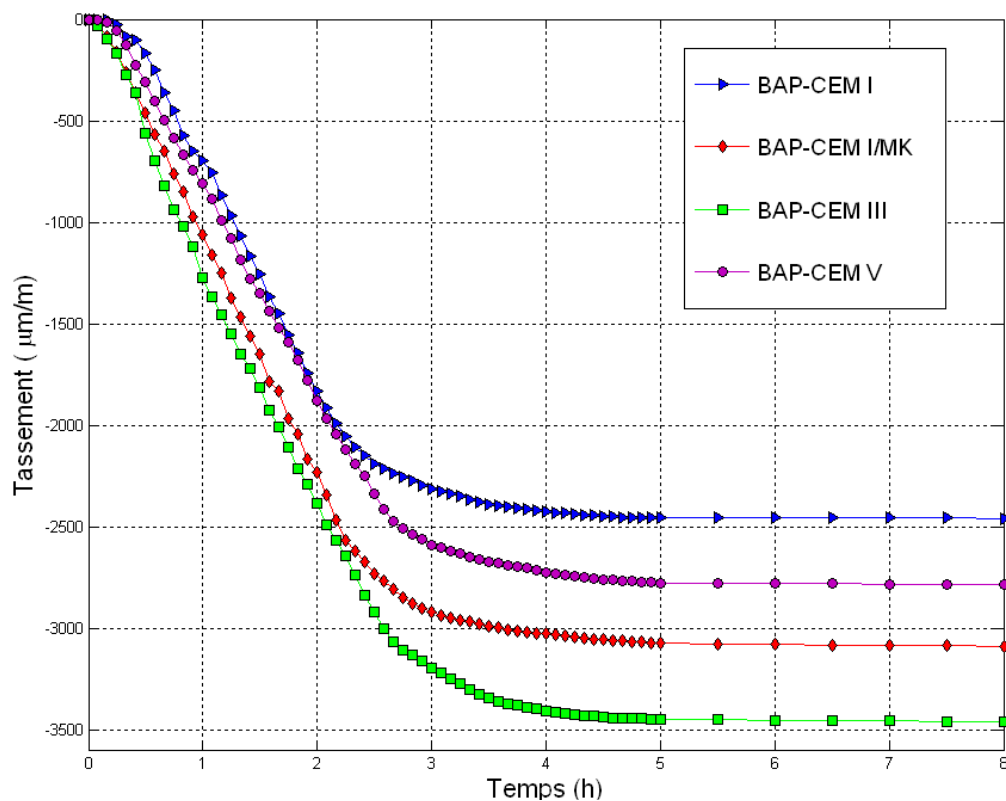


Figure 4-8: Mesure du tassement des BAP en fonctions du temps.

En début, le tassement correspond au taux de l'évaporation de l'eau de ressuage. Les résultats de la Figure 4-8 montre qu'après quelques minutes, le tassement suit une évolution linéaire avec une pente quasiment constante pour tous les BAP. Ensuite, la cinétique du tassement ralentit pour atteindre après un plateau de stabilisation. En particulier, le BAP-CEM III montre un tassement plus important de 28% et 19% par rapport aux BAP-CEM I et BAP-CEM V respectivement, ce qui correspond à l'augmentation du taux d'évaporation au cours de 3 premières heures pour le BAP-CEM III par rapport aux BAP-CEM I et BAP-CEM V (Figure 4-7). La substitution de 15% de ciment Portland par du métakaolin augmente le tassement de 22%. D'une manière plus générale, on constate que le tassement du BAP à base de ciment Portland s'arrête après 2h30 (par rapport à sa mise en place dans le moule) alors que celui des BAP avec additions minérales s'arrête plus tard.

Figure 4-9 montres les résultats de mesures de la température à l'intérieur des différentes formulations étudiées. L'élévation de la température au cours du temps a été observée entre 2 et 4,4 °C en fonction de l'addition utilisée dans les BAP.

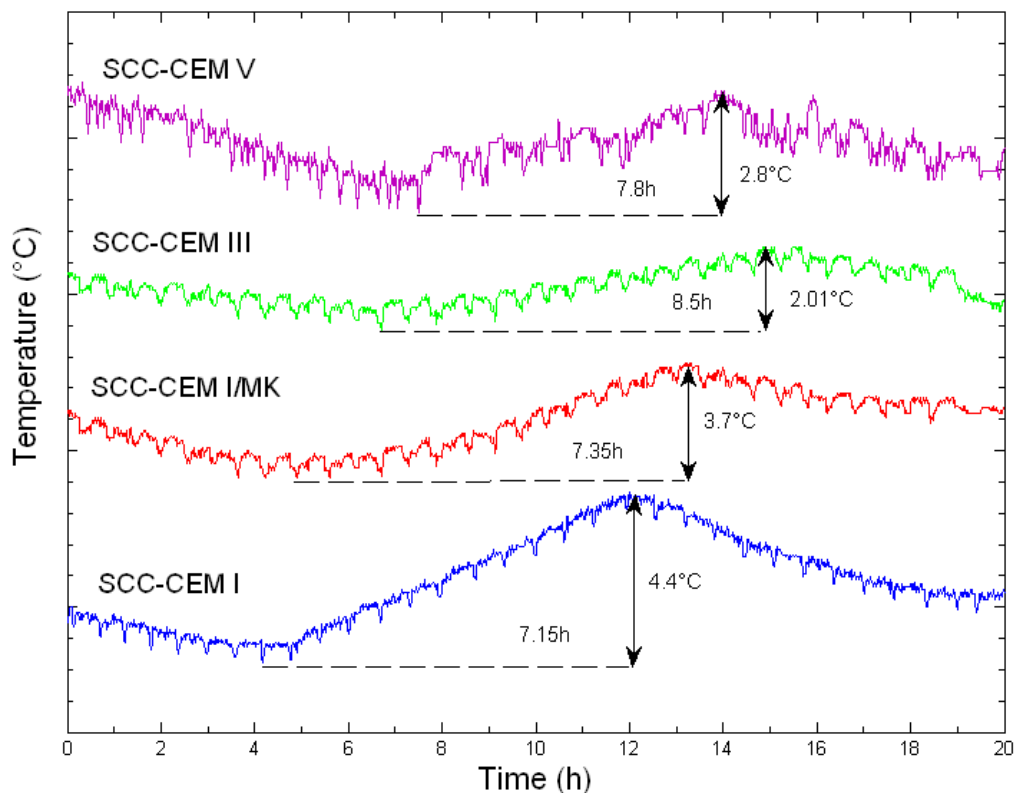


Figure 4-9: L'élévation de température au cours du temps pour les quatre BAP étudiés.

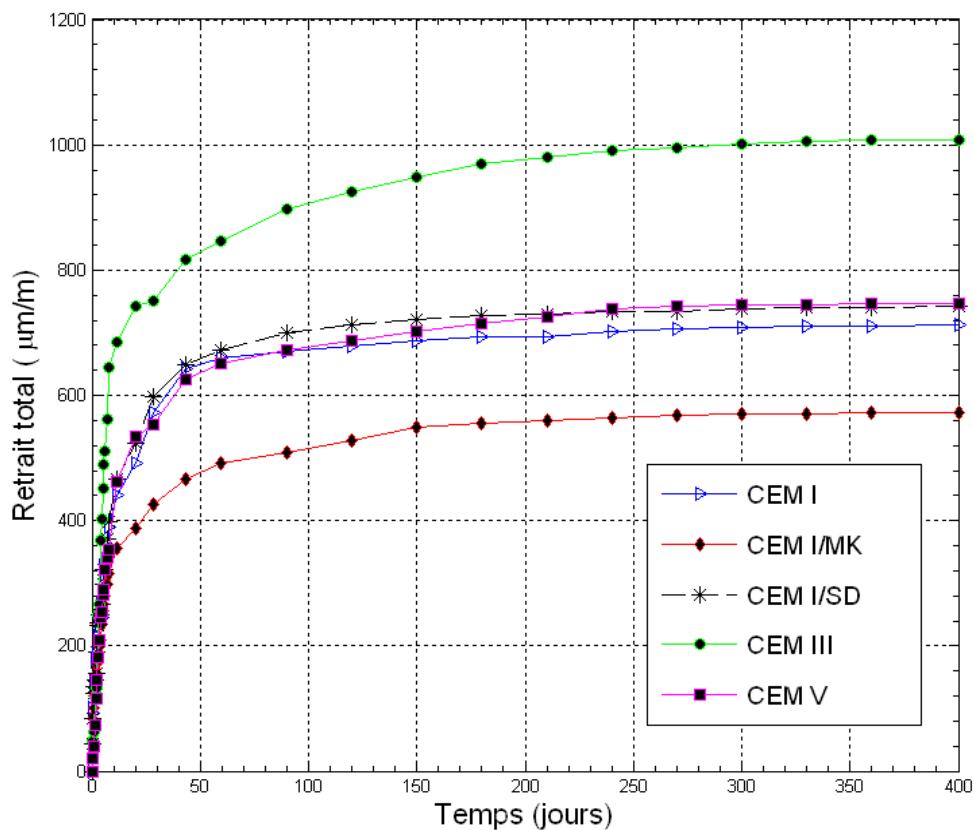
Immédiatement après avoir placé les échantillons dans la chambre climatique, une baisse de température a été observée. Pour le BAP de référence avec 100% de ciment portland, la température a commencé à monter à 4,4 heures et continue de monter pendant 7.15 heures. Dans le BAP contenant des additions minérales, la température commence à augmenter plus tard à 1,5h, 2,5h et 2 heures de retard pour les BAP-CEM I/MK, BAP-CEM III et BAP-CEM V respectivement. En outre, la Figure 4-9 montre que l'augmentation de valeurs de température des BAP avec des additions minérales sont plus faible que celui du BAP de référence qui présente un avantage important pour certaines applications comme les structures massives en béton. Ce taux d'augmentation de la température de BAP semble être lié à la quantité des additions minérales. BAP-CEM III qui contient 62% de laitier présente la plus faible valeur de température (2,01°C). La mesure de la température

est donc une donnée intéressante pour situer la fin de la prise, notamment dans le cas des bétons, pour lesquels on ne dispose pas de moyen de mesure directe de la prise.

### 1.6.2 Retrait libre total et endogène à plus long terme

Les évolutions du retrait libre total et endogène des BAP mesurés sur des éprouvettes 7x7x28 cm<sup>3</sup> sont présentées sur la Figure 4-10 et 4-11. Le BAP-CEM III présente le plus fort retrait libre total. A 400 jours, il atteint à la valeur de 1007  $\mu\text{m/m}$ , par rapport à 711  $\mu\text{m/m}$  pour le BAP de référence et 747  $\mu\text{m/m}$  pour le BAP-CEM V. A contrario, le BAP-CEM I/MK présente le plus faible retrait total, 20% plus faible que celui du BAP de référence. La substitution de 8% de ciment portland par du sédiment traité entraîne une augmentation de 5% du retrait libre total à 400 jours. Toutefois, entre le BAP de référence, le BAP à base de sédiment et le BAP-CEM V, la différence n'est pas très significative.

On constate également que le retrait total du BAP de référence ainsi que celui du BAP-CEM/SD commencent à se stabiliser à partir de 130 jours, alors que celui du CEM I-MK se stabilise un peu plus tard à 150 jours et celui du BAP-CEM V et BAP-CEM III encore plus tard vers 250 jours.





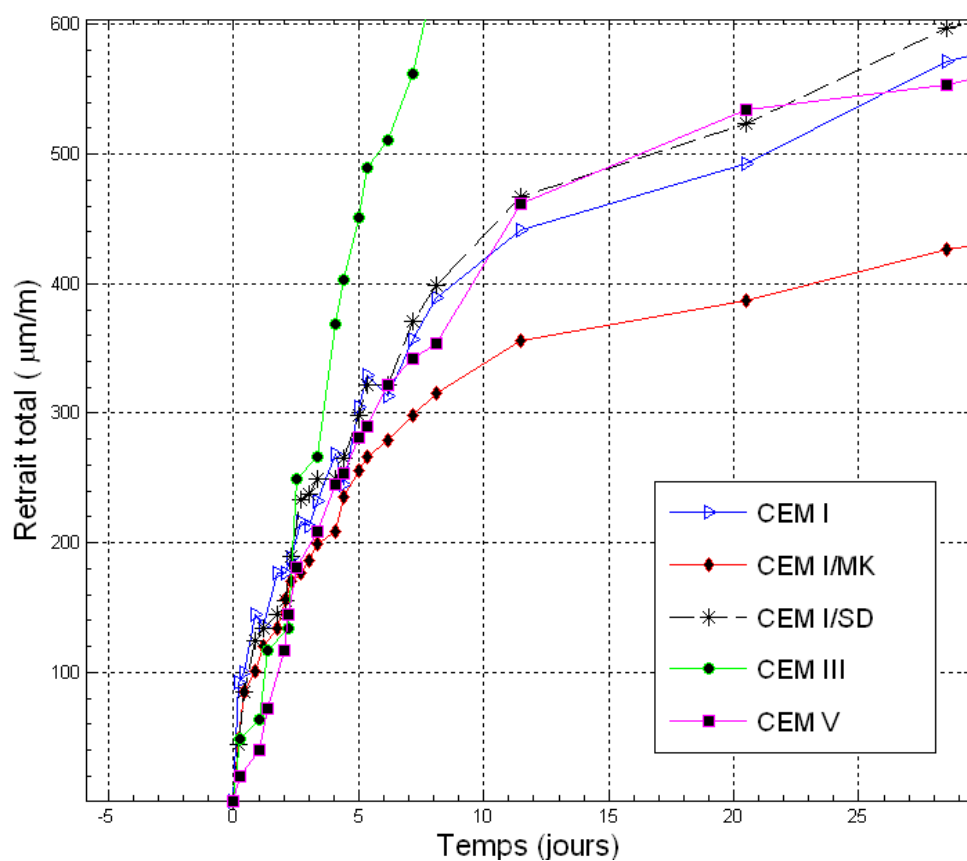
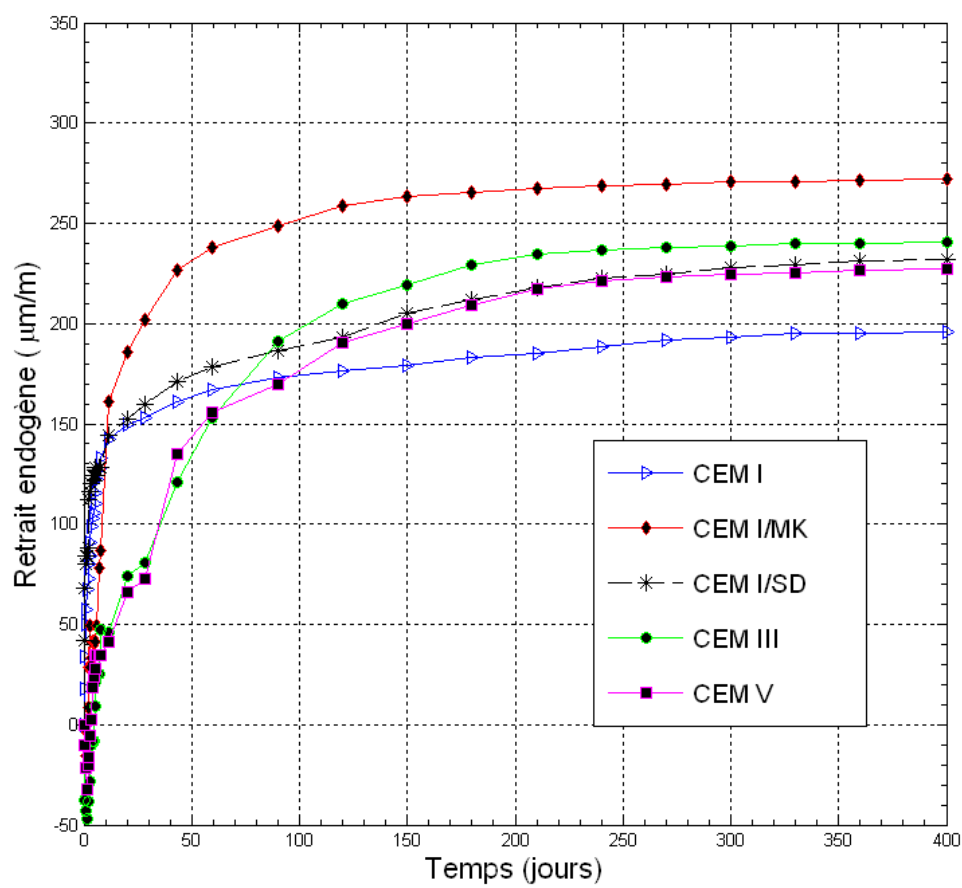


Figure 4-10: Mesure de retrait libre total des BAP.



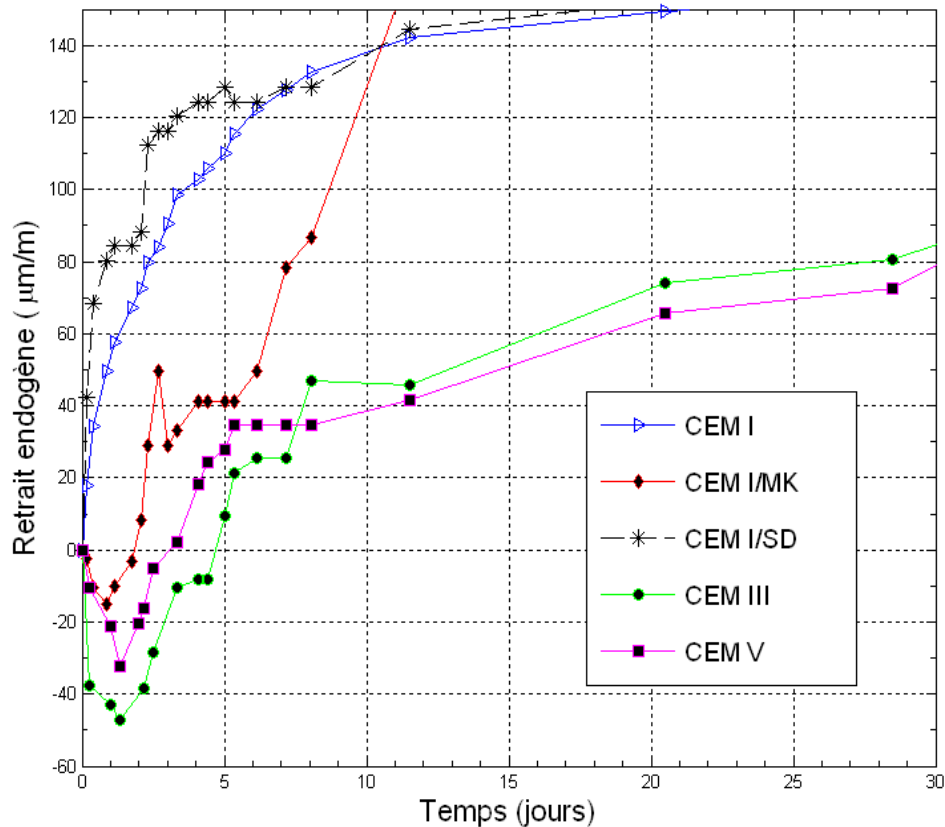


Figure 4-11: Mesure de retrait libre endogène en fonction du temps pour les 5 BAP.

Par ailleurs, les résultats des mesures du retrait endogène illustrés dans la Figure 4-11 montrent clairement qu'au jeune âge avant 10 jours, le retrait du BAP de référence ainsi que celui du BAP avec sédiment sont plus élevés et ceci certainement dû à la forte teneur en clinker de ces formulations. On constate également un léger gonflement entre le premier jour de démoulage pour les mélanges de CEM III et CEM V ce qui influe sur la valeur du retrait total. Ce gonflement est probablement dû à la formation rapide de produits d'hydratation (lié à la formation de l'ettringite) au cours de durcissement [6]. Ces produits vont générer des pressions cristallines sur les parois des pores, qui ne pourront pas être contrecarrées par la rigidité du matériau en pleine évolution.

Après 11 jours, on constate que le retrait endogène du BAP-CEM/MK dépasse celui du BAP de référence. Le retrait endogène du BAP-CEM III et du BAP-CEM V dépasse celui du BAP de référence après respectivement 70 jours et 100 jours. On peut noter qu'à partir de 100 jours environ, les valeurs de retrait endogène de tous les BAP avec additions sont plus grandes que celle du BAP de référence. Plus particulièrement à 400 jours, les BAP à base de CEM III, CEM V, 15%MK et 8%SD développent un retrait endogène plus élevé de 19%, 13.5%, 28% et 15.5% respectivement par rapport à celui du BAP de référence. Il est assez connu que le retrait endogène conséquence directe de la contraction Le Chatelier (retrait d'auto-dessiccation) est accentué dans les bétons à microstructures fines dans lesquels la taille réduite des pores favorise les dépressions capillaires [7], ce qui est le cas pour nos mélanges à base des additions.

Afin de connaître l'évolution du retrait de dessiccation, nous nous basons sur les résultats des mesures de retrait total et retrait endogène. Le retrait de dessiccation correspondant à la différence entre le retrait total et le retrait endogène. Ces résultats sont exprimés dans la Figure 4-12. En comparant les courbes de retrait de dessiccation des différentes compositions on constate que le

retrait est plus important pour la formulation de BAP à base de ciment avec laitier. Cette observation peut s'expliquer par le fait que cette composition se caractérise par une prise et une cinétique d'hydratation plus lente (Figure 4-9). Ainsi, au jeune âge, l'atteinte d'un module d'élasticité et d'une résistance significative est retardée dans le temps et la quantité d'eau évaporable est plus importante (voir Tableau 3-2), ce qui peut contribuer à la forte perte de masse associée au fort retrait de dessiccation obtenu. De plus, la structure poreuse des compositions à base de laitier étant plus fine, sur base des relations de Kelvin-Laplace, les dépressions capillaires y seront donc plus importantes conduisant à un retrait également plus élevé [5]. Le BAP-MK présente le plus faible retrait de dessiccation, ce qui corrobore avec les faibles pertes de masse obtenues pour ce mélange. Ceci peut être expliqué par la microstructure de la matrice contenant plus d'hydrates et moins d'eau libre, résultat obtenu dans le chapitre 3 par analyse thermique.

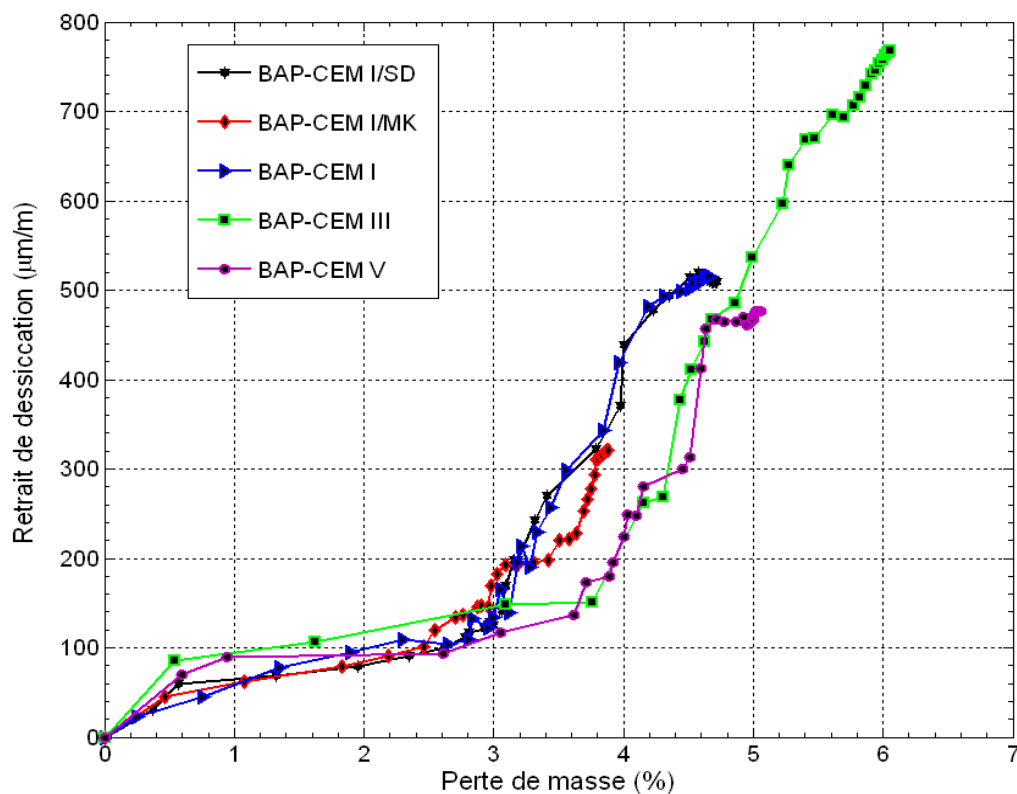


Figure 4-12: Mesure de retrait de dessiccation en fonction de la perte de masse pour les 5 BAP étudiés.

Par ailleurs, l'évolution du retrait de dessiccation en fonction de la perte de masse présente deux phases. La première phase se produit au cours des premiers jours qui suivent la mise en dessiccation de l'éprouvette et se caractérise par une perte de masse élevée pour une faible variation de retrait.

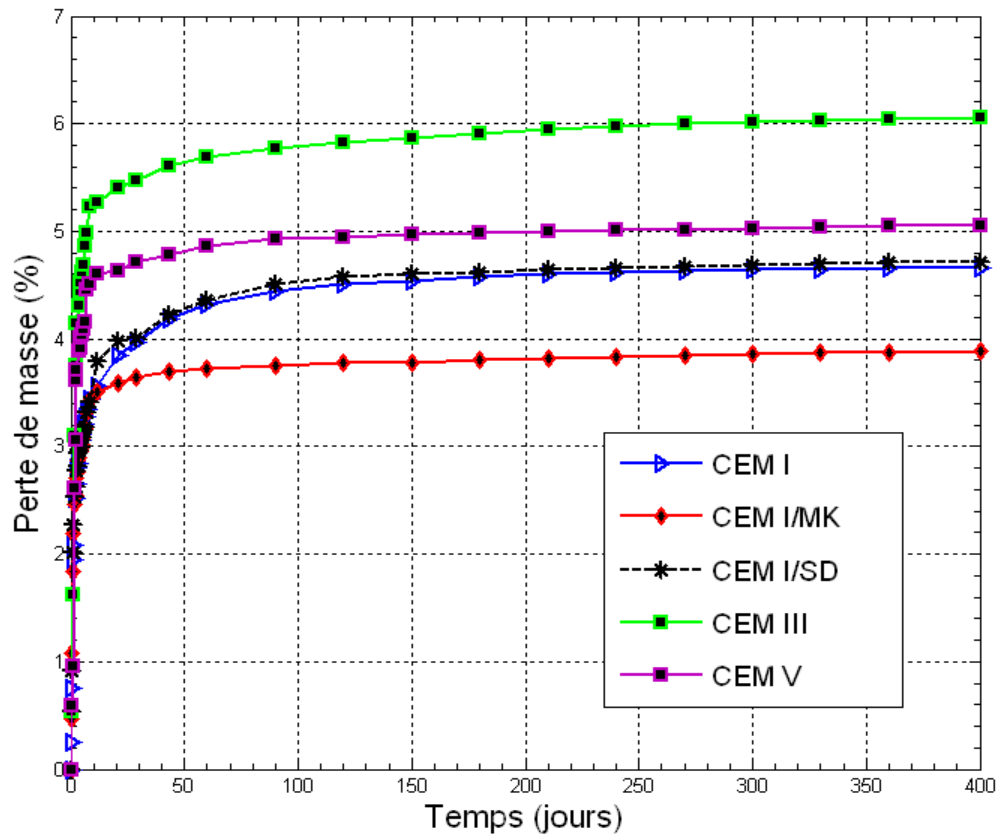


Figure 4-13: Mesure de perte de masse en fonction du temps pour les 5 BAP.

D'après Granger et al [8], il se produit au cours de cette première phase une microfissuration en surface de l'éprouvette, phénomène masquant l'évolution du retrait. Cette microfissuration se produit suite au gradient élevé de déformation imposé à l'éprouvette, phénomène dû au fort gradient hydrique existant entre le milieu ambiant et le cœur de l'éprouvette. L'ajout d'additions minérales accroît cette première phase. Ce comportement est dû à la plus grande porosité de ces bétons au jeune âge qui facilitent l'évaporation de l'eau contenue dans des pores les plus gros conduisant à des pressions capillaires plus faibles. La seconde phase se caractérise par une relation linéaire entre la déformation et la perte de masse. Lors du séchage des pores de plus faibles dimensions, l'augmentation des pressions capillaires entraîne une augmentation de la pente. On constate que le séchage de dessiccation a donc un comportement très différent au très jeune âge et après un jour de séchage. Ces deux phases se trouvent également sur les courbes présentées par Samouh [9] pour le retrait de séchage des BAP.

### 1.6.3 Comparaison données expérimentales-modèles de la littérature

Dans cette section, nous comparons nos résultats expérimentaux de retrait total obtenus sur des BAP aux prédictions de certains modèles de la littérature, vus dans le chapitre 1. Trois modèles sont utilisés, le modèle de l'Eurocode 2 qui ne prend pas en compte la spécificité d'un BAP, le modèle de Bazant B3 ainsi que le modèle de DeSchutter développé pour les BAP. Les valeurs de retrait expérimentales sont alors exprimées en fonction des valeurs théoriques calculées avec ces modèles dans la Figure 4-14. On peut constater que le modèle de l'Eurocode 2 sous-estime largement le retrait total des BAP et plus particulièrement des BAP à base de CEM III. Le modèle de Bazant B3 sous-estime également le retrait total des BAP mais en moindre mesure. Le modèle de DeSchutter semble le mieux adapté pour la prédiction du retrait total de 3 des 5 BAP étudiés (BAP-CEM I, BAP-

CEM V et BAP avec sédiment). Pour le BAP contenant 15% de MK, le modèle reste satisfaisant pour les faibles valeurs de retrait allant jusqu'à 300  $\mu\text{m/m}$ , au-delà, le retrait total est surestimé par ce modèle. Les valeurs de retrait total calculées, à partir du modèle modifiée de CEB-FIP par DeSchutter correspondent convenablement aux valeurs expérimentales. Toutes les valeurs à part pour le BAP CEM III, étant comprises dans le fuseau de variabilité de  $\pm 30\%$ . Enfin, pour le BAP à base de CEM III, ce modèle sous-estime fortement le retrait et ne semble pas applicable pour ces bétons.

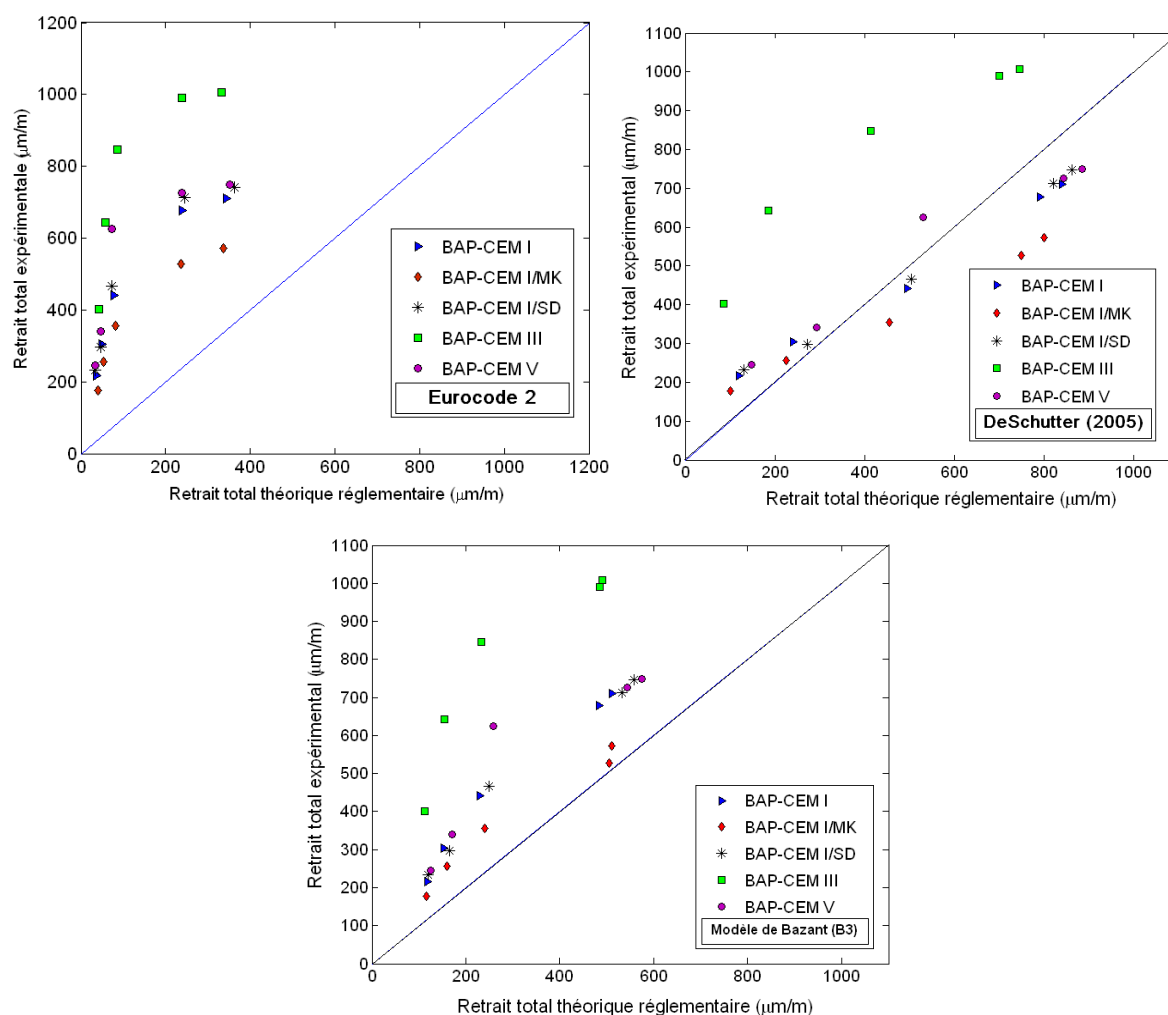


Figure 4-14: Comparaison des retraits totaux expérimentaux et calculés (à différentes échéances).

## 1.7 Influence du type de liant sur la fissuration au jeune âge

### 1.7.1 Calcul de la contrainte résiduelle dans les anneaux en béton et acier

Le test de l'anneau d'empêché est constitué d'un anneau en béton qui est coulé autour d'un noyau en acier. La géométrie de l'éprouvette cylindrique utilisée dans cette étude est représentée sur la Figure 4-15. Lorsque le béton se contracte, l'anneau en acier empêche de rétrécissement qui provoque des contraintes de traction dans l'anneau de béton et des pressions sur la surface extérieure de l'anneau en acier. Dans notre travail afin de calculer les contraintes de traction dans le béton et les pressions interfaciales sur la surface extérieur de l'anneau en acier (la surface de contact béton-acier), nous avons suivi la méthode de Yuan Gao et Jun Zhang [10] qui ont été utilisés

dans leurs travaux en 2013. Dans cette section nous commençons par une analyse des contraintes de l'anneau composite acier-béton sous pression de la surface sans prise en compte le phénomène de la relaxation de fluage du béton au jeune âge.

D'abord, nous considérons que l'anneau centrale (acier) subit une contrainte de pression sur sa surface externe et interne  $q_1$  et  $q_2$  respectivement, voir Figure 4-16 et 4-17,  $E$  et  $\nu$  sont le module d'élasticité et le coefficient de Poisson du matériau,  $a$  et  $b$  sont le rayon interne et externe de l'anneau. Maintenant, supposons que le matériau subit une déformation de retrait  $\varepsilon_{sh}$ .

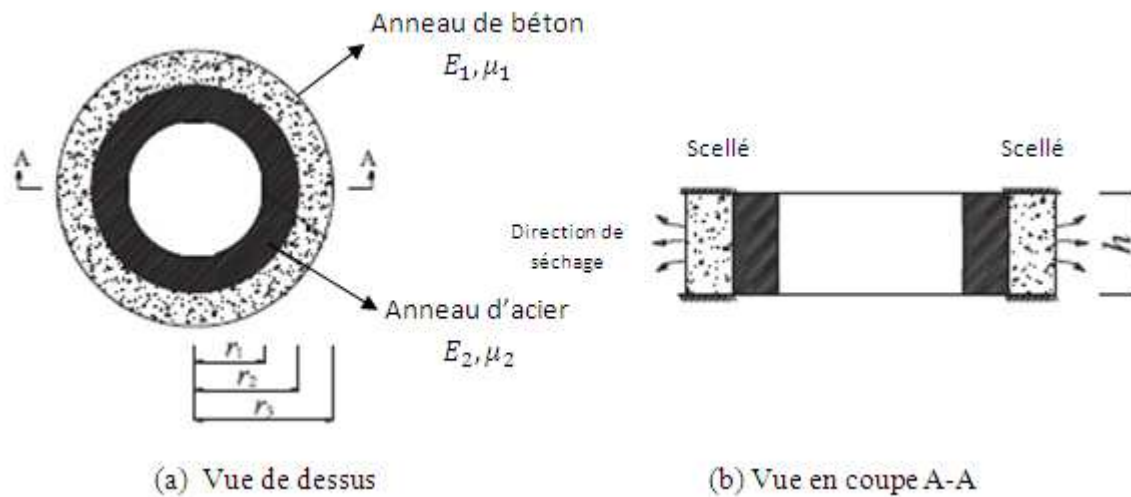


Figure 4-15: Géométrie de l'échantillon de l'anneau.

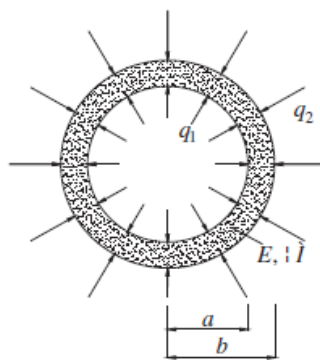


Figure 4-16: Anneau d'acier sous pression de surface.

En coordonnées polaires, les relations contrainte-déformation pour la contrainte plane peuvent être exprimées en :

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\nu^2} [\varepsilon_r + \nu \varepsilon_\theta - (1 + \nu) \varepsilon_{sh}] \quad [\text{Eq. 4-2}]$$

$$\sigma_\theta = \frac{E}{1-\nu^2} [\varepsilon_\theta + \nu \varepsilon_r - (1 + \nu) \varepsilon_{sh}] \quad [\text{Eq. 4-3}]$$

En outre,  $\sigma_r$  et  $\sigma_\theta$  satisfont à l'équation d'équilibre :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad [\text{Eq. 4-4}]$$

Si  $u$  est le déplacement radiale, on a :

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr} \text{ et } \varepsilon_\theta = \frac{u}{r} \quad [\text{Eq. 4-5}]$$

En utilisant les équations de (4-2,4-3 et 4-5) dans l'équation de (3-4), nous avons :

$$\frac{d}{dr} \left[ \frac{1}{r} \frac{d}{dr} (ru) \right] = (1 + \nu) \frac{d}{dr} \varepsilon_{sh} \quad [\text{Eq. 4-6}]$$

L'intégration de cette équation :

$$u(r) = (1 + \nu) \frac{1}{r} \int_a^r \varepsilon_{sh} r dr + \frac{C_1}{2} r + \frac{C_2}{r} \quad [\text{Eq. 4-7}]$$

Où  $C_1$  et  $C_2$  sont des constantes pouvant être déterminées par la conditionne limite. A partir des équations. (4-7), (4-5), et (4-2 et 4-3), on a:

$$\sigma_r = -\frac{E}{r^2} \int_a^r \varepsilon_{sh} r dr + \frac{EC_1}{2(1-\nu)} - \frac{EC_2}{1+\nu} \frac{1}{r^2} \quad [\text{Eq. 4-8}]$$

$$\sigma_\theta = -\frac{E}{r^2} \int_a^r \varepsilon_{sh} r dr - E \varepsilon_{sh} + \frac{EC_1}{2(1-\nu)} - \frac{EC_2}{1+\nu} \frac{1}{r^2} \quad [\text{Eq. 4-9}]$$

A partir de condition limite que  $\sigma_r = q_1$  à  $r = a$  et  $\sigma_r = q_2$  à  $r = b$ , on obtient:

$$C_1 = \frac{2(1-\nu)}{E} \frac{1}{b^2-a^2} (b^2 q_2 - a^2 q_1 + E \int_a^b \varepsilon_{sh} r dr) \quad [\text{Eq. 4-10}]$$

$$C_2 = \frac{1+\nu}{E} \frac{a^2 b^2}{b^2-a^2} (q_2 - q_1 + \frac{E}{b^2} \int_a^b \varepsilon_{sh} r dr) \quad [\text{Eq. 4-11}]$$

L'anneau composite béton-acier à deux couches peut être décomposé en un anneau en acier et un anneau en béton avec une contrainte interfaciale externe et une contraint interfaciale interne agissant respectivement sur les interfaces de l'anneau en béton et de celui en acier, comme le montre la Figure 4-17. Pour l'anneau en béton, nous avons  $q_2 = 0$  et  $q_1 = q$ . Pour l'anneau en acier, nous avons  $q_2 = q$  et  $q_1 = 0$  et  $\varepsilon_{sh} = 0$ .

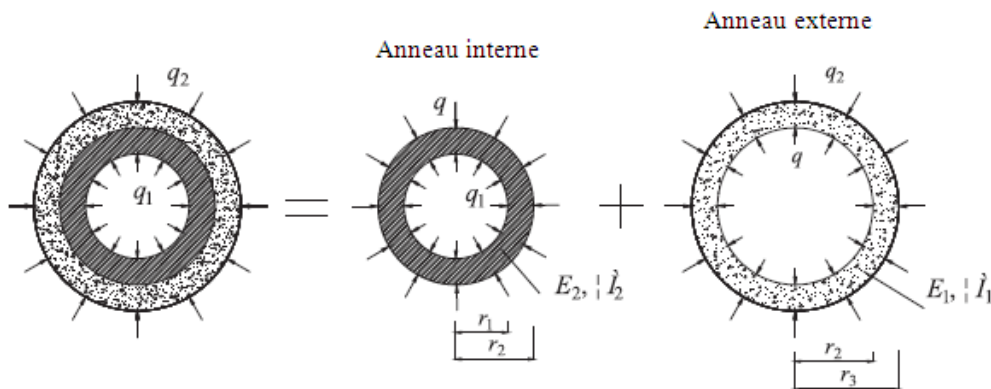


Figure 4-17: Décomposition de l'anneau composite acier-béton.

En utilisant des conditions ci-dessus dans l'équation. (4-10 et 4-11) et en notant le déplacement  $u$  à l'interface de béton-acier a calculé à partir des anneaux de béton et d'acier sont respectivement égales, on obtient les constantes de  $C_1$  et  $C_2$  pour les anneaux de béton et d'acier respectivement:

$$C_{11} = \frac{2(1-\nu_1)}{E_1} \frac{1}{r_3^2-r_2^2} (r_2^2 q + E_1 \int_{r_2}^{r_3} \varepsilon_{sh} r dr) \quad [\text{Eq. 4-12}]$$

$$C_{12} = \frac{(1+\nu_1)}{E_1} \frac{r_2^2 r_3^2}{r_3^2 - r_2^2} \left( q + \frac{E_1}{r_2^2} \int_{r_2}^{r_3} \varepsilon_{sh} r dr \right) \quad [\text{Eq. 4-13}]$$

Et

$$C_{21} = - \frac{2(1-\nu_2)}{E_2} \frac{r_2^2 q}{r_2^2 - r_1^2} \quad [\text{Eq. 4-14}]$$

$$C_{22} = - \frac{(1+\nu_2)}{E_2} \frac{r_1^2 r_2^2}{r_2^2 - r_1^2} q \quad [\text{Eq. 4-15}]$$

La contrainte interfaciale  $q$  peut être exprimée comme suit:

$$q = \frac{-\frac{2}{r_3^2 - r_2^2} \int_{r_2}^{r_3} \varepsilon_{sh} r dr}{\frac{1}{E_1} \frac{(1-\nu_1)r_2^2 + (1+\nu_1)r_3^2}{r_3^2 + r_2^2} + \frac{1}{E_2} \frac{(1-\nu_2)r_1^2 + (1+\nu_2)r_2^2}{r_2^2 + r_1^2}} \quad [\text{Eq. 4-16}]$$

Il est clair que la pression interfaciale est générée à partir des changements de volume de la couche de béton et est fonction de  $\varepsilon_{sh}$  comme indiqué dans l'équation. (4-16). En utilisant l'équation. (3-18) dans l'équation. (4-2 et 4-3), on peut facilement obtenir les contraintes de  $\sigma_r$  et  $\sigma_\theta$  dans les anneaux de béton et d'acier respectivement que le béton subit un retrait. Dans l'essai de l'anneau, le retrait du béton est retenu par l'anneau d'acier et une contrainte de traction se produit dans l'anneau de béton. Fluage du béton alors a lieu immédiatement lors que l'anneau de béton est soumis en tension. Ensuite, une partie de la déformation de retrait est compensée par la déformation de fluage, qui diminue la contrainte dû au retrait de béton avec l'âge. Si nous définissons une déformation de retrait efficace qui prend en compte l'effet de fluage dans l'anneau de béton comme  $\varepsilon_{eff}$ , nous avons:

$$\varepsilon_{eff}(t) = \varepsilon_{sh}(t) - \varepsilon_{fluage}(t, t_0) \quad [\text{Eq. 4-17}]$$

Où  $t$  et  $t_0$  sont le temps de fin et début de chargement respectivement.  $\varepsilon_{fluage}$  est la déformation par le fluage, après la période de chargement ( $t - t_0$ ). La déformation par fluage peut porter à la déformation due au retrait efficace par un facteur dit de coefficient de fluage de  $\varphi$  comme :

$$\varphi(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{fluage}(t, t_0)}{\varepsilon_{eff}(t, t_0)} \quad [\text{Eq. 4-18}]$$

Différents modèles existent pour la prédiction du coefficient de fluage du béton. Dans notre étude, nous avons choisi d'utiliser le modèle de la CEB-FIP pour estimer le coefficient de fluage. A partir de calcul du coefficient de fluage, on peut obtenir la déformation de retrait efficace.

#### Modèle de fluage du CEB FIP :

Dans le modèle de fluage du code CEB-FIP 1990, la déformation du béton  $\varepsilon$  à l'instant  $t$  consécutive à l'application d'une contrainte  $\sigma$  à l'âge  $t_0$  s'écrit en fonction du module élastique à 28 jours, du module élastique à  $t_0$ , et de la fonction de fluage  $\varphi$  (équation Eq. 4-19).

$$\varepsilon(t, t_0) = \sigma(t_0) \left[ \frac{1}{E(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{28j}} \right] \quad [\text{Eq. 4-19}]$$

La fonction de fluage  $\varphi$  se décompose sous quatre termes :

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \beta_c(t - t_0) \quad [\text{Eq. 4-20}]$$



Le coefficient  $\varphi_{RH}$  permet de prendre en compte l'humidité relative ambiante RH (en %) et l'échelle de la pièce définie par  $h = 2A/p$  (en mm), où A est l'aire de la section et p le périmètre de la section en contact avec l'air ambiant.

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1-RH/100}{0.46(\frac{h}{100})^{1/3}} \quad [\text{Eq. 4-21}]$$

Le coefficient  $\beta(f_{cm})$  dépend de la résistance à la compression à 28 jours  $f_{cm}$  (en MPa) (équation Eq. 3-26).

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{(f_{cm}/10)^{0.5}} \quad [\text{Eq. 4-22}]$$

Le coefficient  $\beta(t_0)$  dépend de l'âge du chargement.

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1+t_0^{0.2}} \quad [\text{Eq. 4-23}]$$

Le coefficient  $\beta_c(t - t_0)$  s'écrit suivant l'équation Eq. 4-24:

$$\beta_c(t - t_0) = \left[ \frac{(t-t_0)}{\beta_H+(t-t_0)} \right]^{0.3} \quad [\text{Eq. 4-24}]$$

Où  $\beta_H$  est la borne inférieure définie ci-dessous :

$$\beta_H = \min \left( 150 \left[ 1 + \left( 1.2 \frac{RH}{100} \right)^{0.3} \right] \frac{h}{100} + 250; 1500 \right) \quad [\text{Eq. 4-25}]$$

A partir de calculer le coefficient de fluage  $\varphi$  par la méthode de CEB-FIP, nous pouvons obtenir la déformation de retrait efficace  $\varepsilon_{eff}$  en utilisant de cette formule :

$$\varepsilon_{eff}(t) = \varepsilon_{sh}(t) \left[ 1 - \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \varphi(t, t_0)} \right] \quad [\text{Eq. 4-26}]$$

En remplaçant de  $\varepsilon_{sh}$  avec  $\varepsilon_{eff}$  dans l'équation. (4-16), on obtient la contrainte de pression interfaciale après la prise en compte du fluage du béton :

$$q = \frac{\frac{-2}{r_3^2 - r_2^2} \left[ 1 - \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \varphi(t, t_0)} \right] \int_{r_2}^{r_3} \varepsilon_{sh} r dr}{\frac{1}{E_1} \frac{(1-\nu_1)r_2^2 + (1+\nu_1)r_3^2}{r_2^2 + r_3^2} + \frac{1}{E_2} \frac{(1-\nu_2)r_1^2 + (1+\nu_2)r_2^2}{r_2^2 + r_1^2}} \quad [\text{Eq. 4-27}]$$

Ainsi, lorsque le fluage du béton est considéré, la contrainte d'interface générée par le retrait du béton doit être réduite. Ceci pourrait bien convenir à la situation où la déformation est fixée. Cependant, le retrait du béton augmente normalement avec l'âge à partir de la valeur initiale de zéro pour un temps  $t=t_0$ . Une méthode a été utilisée, dans cette thèse, pour la prédiction de la contrainte de relaxation sous chargement dû au retrait [24].

Supposons que la déformation initiale, sans prendre en compte l'effet du fluage, au temps  $t_0$  est  $\varepsilon_{sh-0}$ . Après la période de temps  $(t - t_0)$ , la déformation devient  $\varepsilon_{sh-t}$ . Supposons maintenant que l'intervalle de temps  $(t - t_0)$  est divisé en n sections,  $\Delta t_1, \Delta t_2, \Delta t_3 \dots \Delta t_i \dots, \Delta t_n$ , et l'incrément de déformation dans chaque intervalle de temps est  $\Delta \varepsilon_{sh1}, \Delta \varepsilon_{sh1}, \Delta \varepsilon_{sh2}, \Delta \varepsilon_{sh3}, \dots \Delta \varepsilon_{shi}, \dots \Delta \varepsilon_{shn}$  voir Figure 4-18. Après avoir pris en compte l'effet de fluage, la déformation effective à l'instant  $t_i$  peut alors être donnée par :

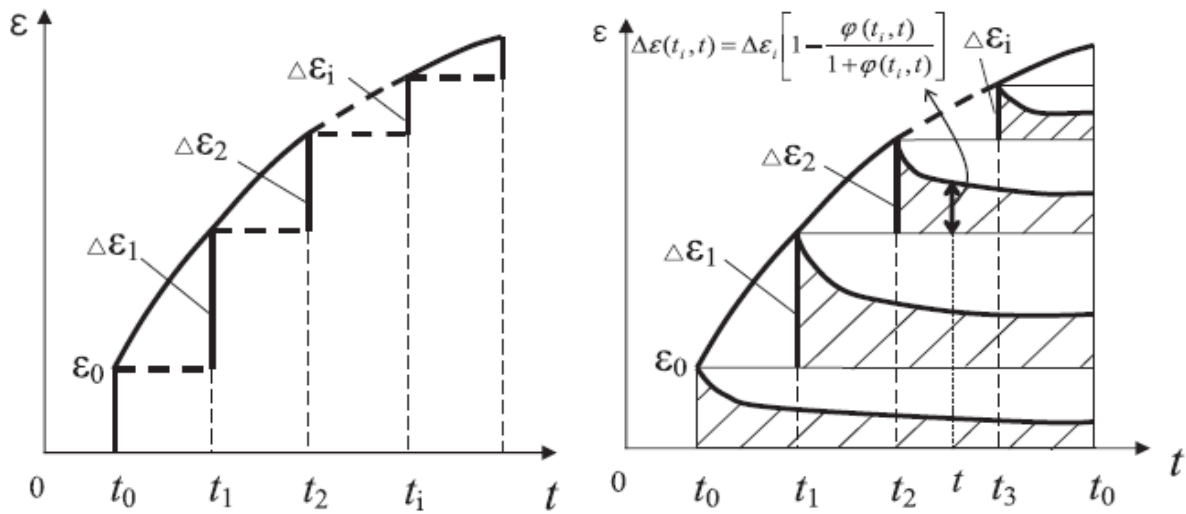


Figure 4-18: Procédures de correction de fluage sur la déformation due au retrait efficace.

$$\varepsilon_{eff}(t - t_0) = \varepsilon_{sh-0}(t_0) \left[ 1 - \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \varphi(t, t_0)} \right] + \sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon_{sh-i}(t_i) \left[ 1 - \frac{\varphi(t, t_i)}{1 + \varphi(t, t_i)} \right] \quad [\text{Eq. 4-28}]$$

Où  $t_i = t_0 + \sum_{1}^{n-1} \Delta t_i$ . Il est à noter que le temps  $t$  dans les équations ci-dessus doit être transféré en un temps équilibrant correspondant si l'historique de la variation de température varié est connu. En remplaçant  $\varepsilon_{sh}$  par son expression fonction de  $\varepsilon_{eff}$ , donnée par l'équation (3-30) dans l'équation (3-18) et en notant  $\varepsilon_{sh-0} = 0$  dans le test de l'anneau, on obtient la contrainte interfaciale après avoir considéré l'effet de la relaxation :

$$q = \frac{-\frac{2}{r_3^2 - r_2^2} \sum_{i=1}^n \left[ 1 - \frac{\varphi(t, t_i)}{1 + \varphi(t, t_i)} \right] \int_{r_2}^{r_3} \varepsilon_{shi} r dr}{\frac{1}{E_1} \frac{(1-\nu_1)r_2^2 + (1+\nu_1)r_3^2}{r_3^2 + r_2^2} + \frac{1}{E_2} \frac{(1-\nu_2)r_1^2 + (1+\nu_2)r_2^2}{r_2^2 + r_1^2}} \quad [\text{Eq. 4-29}]$$

D'autre part, la contrainte à l'interface de l'acier-béton  $q$  peut être liée à la déformation sur la surface extérieure de l'anneau en acier,  $\varepsilon_\theta$ :

$$q = -\left[ 1 - \left( \frac{r_1}{r_2} \right)^2 \right] E_2 \varepsilon_\theta \quad [\text{Eq. 4-30}]$$

### 1.7.2 Résultats des essais de retrait empêché

Les essais de retrait empêché ont été réalisés sur une période de 40 jours. Le décoffrage a lieu 40 h après la fabrication des BAP. Les mesures ont été enregistrées dès le démoulage. La Figure 4-19 présente les mesures des déformations de retrait empêché du béton en fonction du temps pour les 4 BAP étudiés. La Figure 4-21 présente les mesures des déformations dans l'anneau en acier. A partir de ces 2 Figures, on voit clairement l'âge de l'apparition de la fissuration. La Figure 4-20 présente l'évolution de la perte de masse en fonction du temps et nous permet de relier ces résultats à la déformation de retrait enregistrée. En effet, plus la perte de masse est importante, plus la déformation de retrait empêché est grande.

Les déformations dues au retrait empêché génèrent des contraintes de traction dans l'anneau de béton. Ces contraintes, si elles dépassent un certain seuil proche de la résistance en traction, peuvent entraîner la fissuration du béton et, par conséquent. A partir des mesures de déformations de l'anneau de béton et d'acier, nous pouvons calculer les contraintes de traction résiduelle dans ces anneaux. Le calcul des contraintes dans un anneau élastique soumis à une pression interne est un problème classique de la Mécanique des Milieux Continus. Yuan Gao et Jun Zhang [10] ont proposé une méthode de calcul pour l'anneau de fissuration, dans le cas d'un béton viscoélastique. Ces contraintes sont calculées selon l'équation  $\sigma_{\text{eff}}(t) = \sigma_{\text{tot}}(t) - \sigma_R(t)$  où  $\sigma_{\text{eff}}(t)$  est la contrainte effective due qu'au seul effet du retrait,  $\sigma_{\text{tot}}(t)$  est la contrainte totale mesurée par les déformations empêchées et  $\sigma_R(t)$  la contrainte due au fluage. Dans cette équation et pour bien considérer la contrainte de traction effective générée dans l'anneau de béton, il faut soustraire l'effet de la relaxation. La Figure 4-22 et la Figure 4-23 présentent les contraintes résiduelles calculées à partir des déformations de l'anneau en acier et en béton.

Lors du suivi du retrait restreint à l'anneau en condition de dessiccation, les BAP avec additions ont fissuré plus tôt comme le montre la Figure 4-19 ou encore la Figure 4-21 (chute des déformations), d'abord le BAP-CEM III à l'âge de 3.5 jours après décoffrage, ensuite le BAP-CEM V à l'âge 5.1 jours (après décoffrage), suivi par le BAP-CEM I/MK à l'âge de 6.56 jours et enfin le BAP-CEM I de référence à l'âge de 8.83 jours (après décoffrage). Cet ordre correspond bien à celui de la résistance à la traction par fendage de ces 4 bétons. En effet, plus la résistance à la traction est faible au jeune âge plus tôt apparaît la fissuration. En revanche, les ouvertures des fissures des BAP avec additions sont plus petites que celle du BAP de référence, nous verrons cela plus tard.

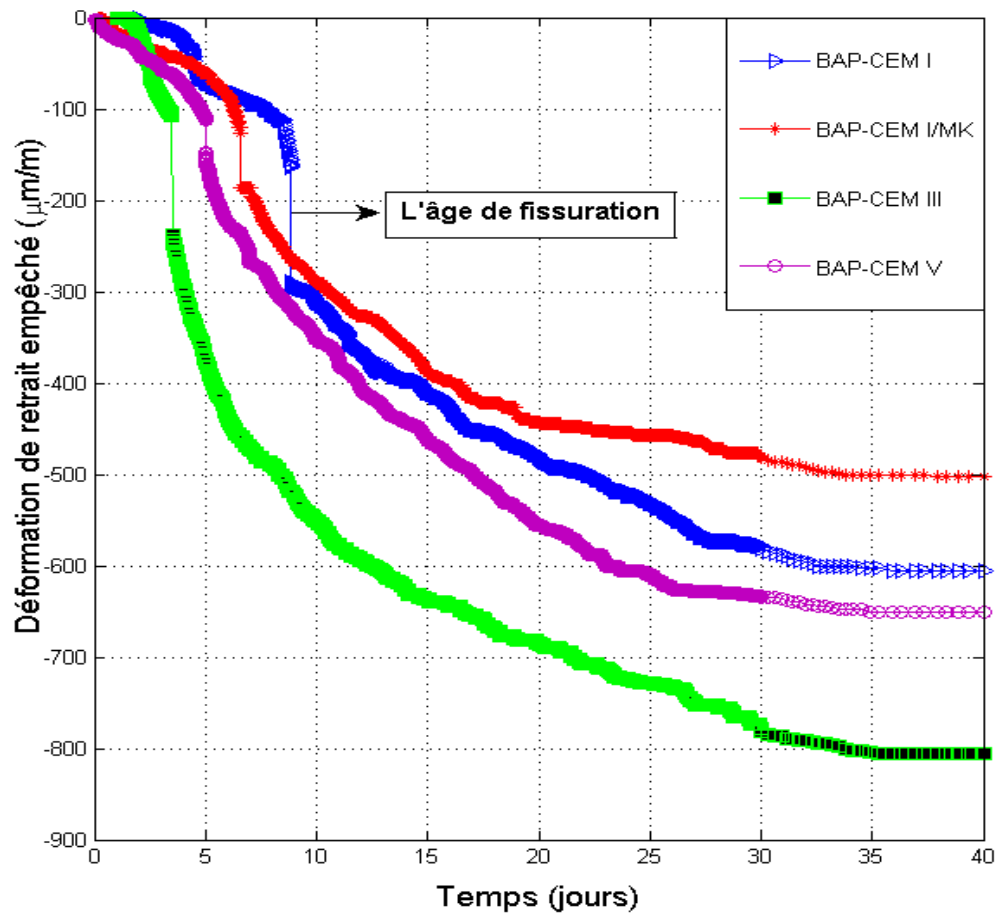


Figure 4-19: Suivi de la mesure de la déformation des BAP par des jauges.

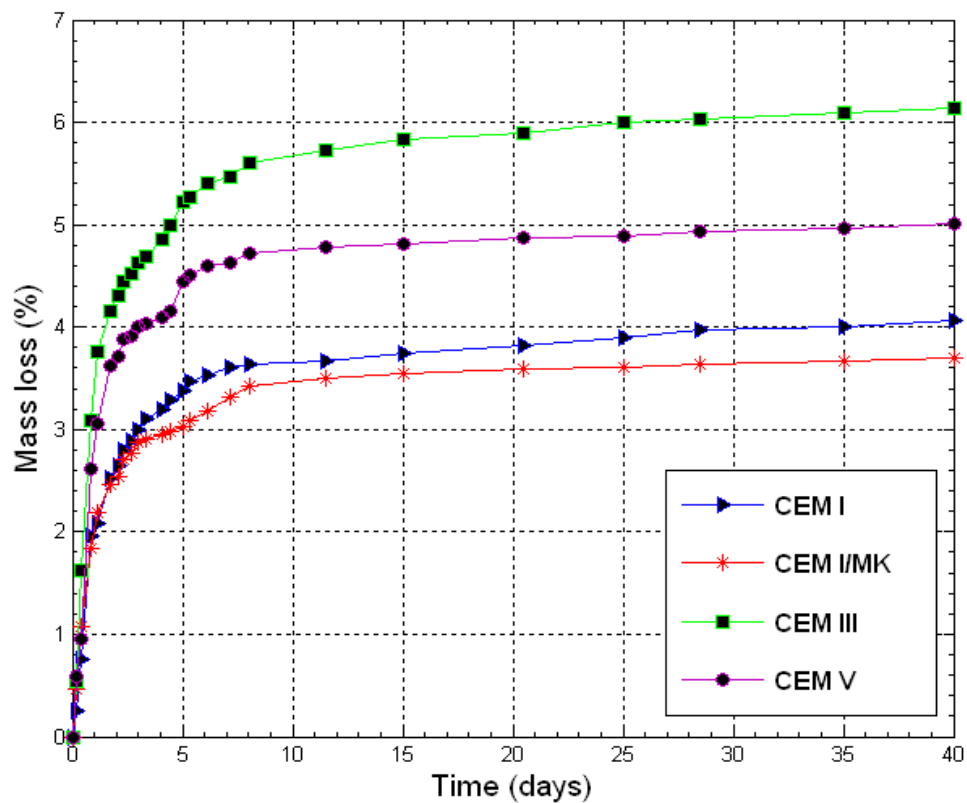


Figure 4-20: Mesure de la perte de masse des BAP jusqu'à 40 jours.

A partir de la Figure 4-19, on peut constater qu'à partir de 9 jours (après décoffrage), le retrait empêché du BAP-CEM I MK est plus faible que celui du BAP-CEM I. On peut conclure que l'effet du MK se manifeste à cet âge là. À plus long terme (à 40 jours), la présence de MK réduit le retrait de BAP-CEM I/MK de 17% par rapport au BAP-CEM I. Cette réduction est liée à la réaction pouzzolanique du métakaolin. Par ailleurs, si on compare le retrait des trois types de ciments, nous constatons que le BAP à base de CEM III montre un retrait 26% et 21% plus grand que celui du BAP-CEM I et BAP-CEM V respectivement. Les amplitudes du retrait empêché des BAP à base de CEM I et CEM V sont comparables:  $-610 \mu\text{m/m}$  et  $-650 \mu\text{m/m}$  respectivement à 40 jours. Là aussi, on peut constater qu'il y a une corrélation claire entre le retrait et la perte de masse totale des différents mélanges. A partir de la Figure 4-20, il paraît évident que les BAP présentant des pertes de masses plus importantes ont montré des valeurs de retrait plus importants.

L'évolution des déformations à mi-hauteur de l'anneau en acier de rayon du côté extérieur mesurés par les jauges sont présentés dans la Figure 4-21. A partir de ces résultats, nous constatons que les déformations augmentent avec l'âge pour atteindre une valeur maximale pour chuter ensuite à une valeur presque égale à zéro. Cette chute correspond à la création d'une fissure et permet de la dater.

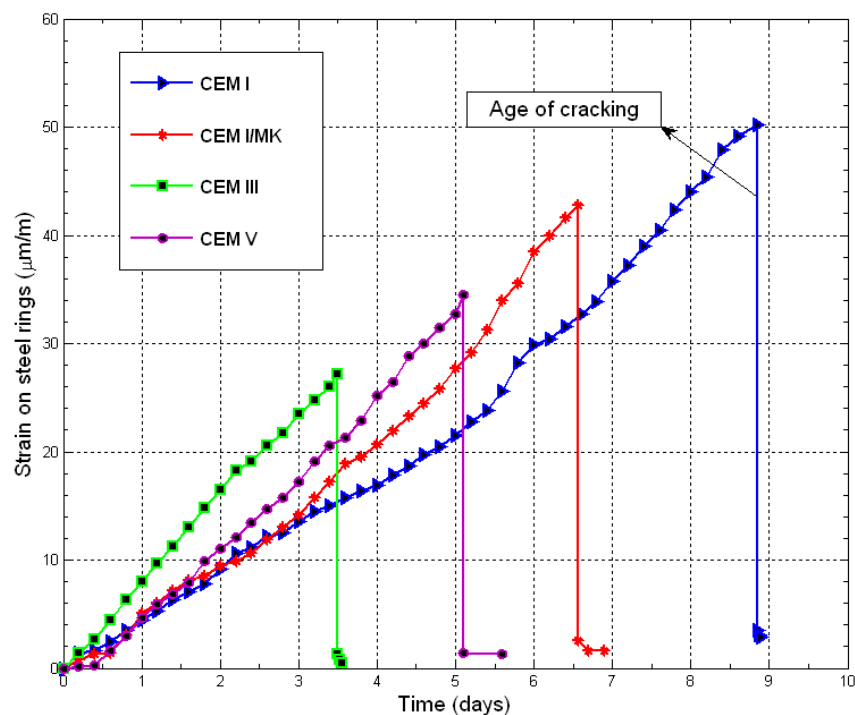


Figure 4-21: résultats des mesures de la déformation de l'acier par les jauges.

A partir des mesures de déformations sur le rayon extérieur de béton et de l'acier, nous avons calculé la contrainte à mi-hauteur sur l'acier. La Figure 4-22 et 4-23 présentent ces résultats.

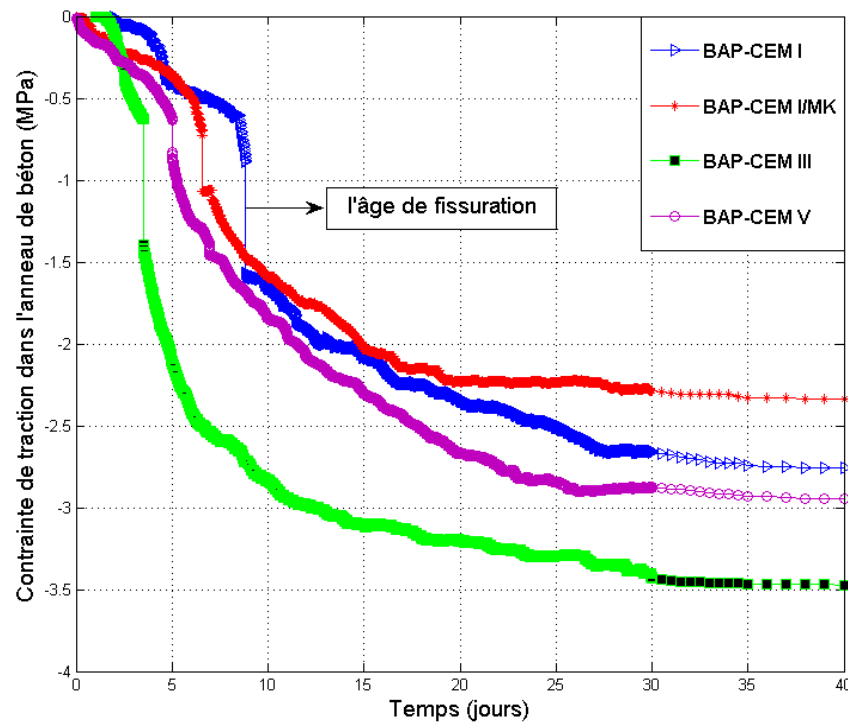


Figure 4-22: Mesure des contraintes de traction dans l'anneau en béton dues au retrait empêché (avec prise en compte de l'effet de la relaxation).

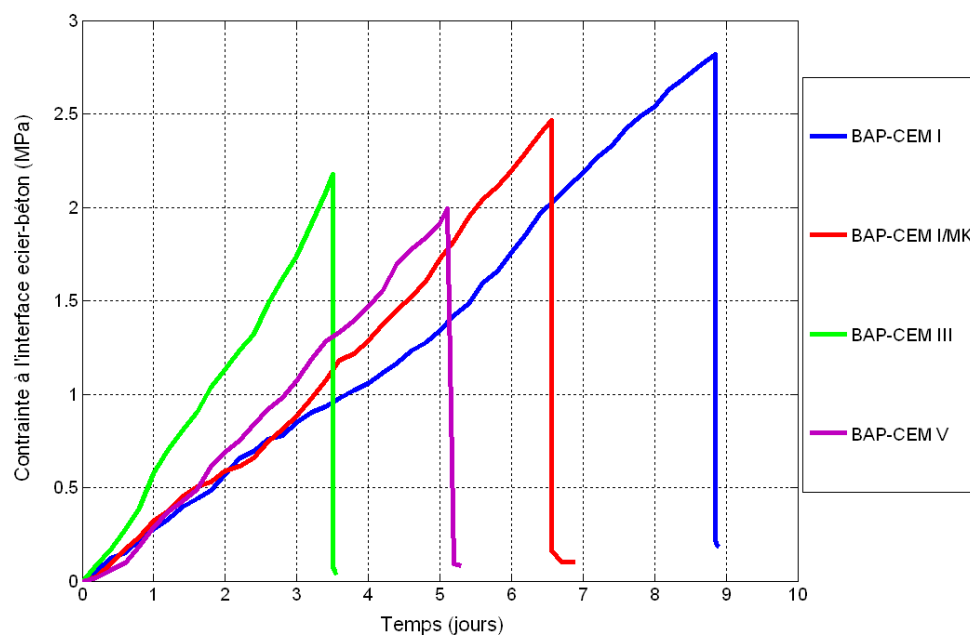


Figure 4-23: Mesure des contraintes sur les anneaux en aciers.

On peut ainsi constater que pour le BAP à base de MK, l'acier est soumis à une contrainte plus faible que celle obtenue avec le BAP de référence. Cependant, la pression d'interface et la contrainte résiduelle développée dans l'anneau en BAP avec métakaolin ont été légèrement inférieures. Cela peut être dû à un retrait plus faible dans ce BAP par rapport au BAP témoin développé au moment de la fissuration. En effet, le retrait du béton n'aboutit pas à une déformation uniforme sur le rayon extérieur de l'anneau en acier (direction Z) et par conséquent, la déformation mesurée à mi-hauteur

de l'anneau peut être plus élevée que la déformation qui se développe dans la partie supérieure et inférieure de l'anneau.

En comparant les trois types de ciments considérés dans ce travail, nous pouvons conclure par le fait que le BAP à base de CEM III montre une contrainte plus élevée à l'interface de l'anneau béton-acier avant la fissuration dû à un retrait plus grand au jeune âge.

Au moment de la fissuration, les contraintes de traction créée dans le béton due à l'empêchement du retrait sont proches aux résistances à la traction par fendage mesurées expérimentalement pour tous les BAP. Tableau 4-2 donne les valeurs de résistance à la traction au moment de fissuration dans les BAP estimées à parti des valeurs obtenues expérimentalement par l'essai de fendage. Ces valeurs se rapprochent bien des valeurs trouvées par Altoubat et Lange [11]. Après fissuration, l'anneau en béton relâche son énergie et les contraintes sur l'acier chutent pour atteindre la valeur de zéro.

Tableau 4-2: Comparaison résistance à la traction-contrainte de traction au moment de la fissuration.

Contrainte de traction (MPa)	CEM I (9 days)	CEM I/MK (7 days)	CEM III (3,5 days)	CEM V (5 days)
Estimation à partir des essais expérimentaux ( $R_t$ )	3.35	3.1	1.81	2.53
Calcul ( $\sigma_{crack}$ )	3.1	2.6	1.7	2.15
$R_t/\sigma_{crack}$	1.08	1.19	1.06	1.17

### 1.7.3 Critique de la méthode

Le calcul des contraintes dans les essais à l'anneau nécessite que soient précisées et validées les hypothèses formulées par [10]. Dans l'équation 4-2 et 4-3, les relations doivent être écrits en vitesse de déformation et contrainte, car les propriétés élastiques varient à jeune âge de façon importante. Le couplage séchage/hydratation modifie aussi bien les propriétés élastiques que de résistance, un gradient hydrique important est présent en début de séchage ajoutant des contraintes additionnelles. Le retrait dans la direction verticale Z est lui aussi restreint, cela impacte le calcul. Du cisaillement est aussi présente, pouvant conduire un décollement avant/après fissuration. La déformation de retrait efficace prenant en compte le fluage est donné en équation 4-17. Le signe est étrange, et cela n'est pas nécessaire, car la déformation totale et la somme de la déformation élastique, de retrait et de fluage (signe +).

C'est pour ces raisons, que, dans [13] une modélisation par élément finis de l'essai à l'anneau a été proposée. Une telle approche étant en dehors des objectifs de la présente étude, nous nous sommes contentés de l'approche analytique développée par [10], et ceci d'autant plus que notre but était un classement qualitatif des performances des différents ciments.

### 1.7.4 Initiation et propagation des fissures dans les anneaux en béton

L'âge et l'ouverture des fissures dues au retrait empêché ont été déterminés par des jauges de déformation et un capteur de fissure. Les résultats sont donnés dans le Tableau 4-3. La Figure 4-24 montre l'âge de l'apparition de la fissure ainsi que les résultats du suivi et de la mesure de l'évolution de son ouverture et ceci pour chacun des BAP étudié. Les fissures peuvent se développer lorsque la contrainte de traction créée dans le béton due au retrait empêché dépasse la résistance à la traction du matériau.

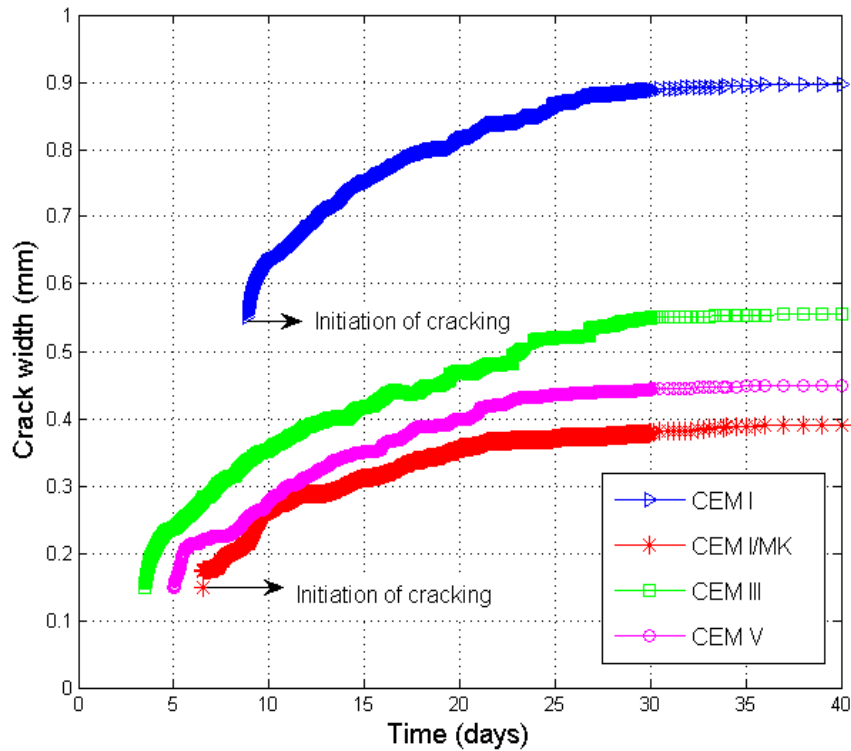


Figure 4-24: Mesure des largeurs des fissures par le capteur de fissure pour les BAP.

L'âge de l'initiation des fissures a été donné par la chute brutale observée sur les courbes de déformation-temps comme expliqué précédemment. La valeur initiale de l'ouverture des fissures a été mesurée dès son apparition à la surface de l'anneau (à savoir 1 jour et demi après la chute observé sur l'enregistrement des déformations). Elle a été mesurée par une loupe micrométrique. Toute de suite après, le capteur de fissure est installé puis l'évolution de la largeur de la fissure enregistrée. La Figure 4-24 et le Tableau 4-3 montrent que les BAP à base des additions minérales ont fissurés plus tôt que le BAP à base de ciment portland. Cependant l'ouverture des fissures est plus faible et sa propagation est limitée lorsqu'on substitue le CEM I par du CEM III ou du CEM V ou encore par 15% de MK. Le BAP-CEM I/MK présente une ouverture de la fissure 2.3 fois inférieure à celle du de BAP de référence BAP-CEM I.

Tableau 4-3: largeur et âge de l'initiation des fissures

Références	Age de fissuration (j après décoffrage)	Largeur de fissure (mm)
BAP-CEM I	8.83	0.9
BAP-CEM I/MK	6,56	0,39
BAP-CEM III	3.5	0.57
BAP-CEM V	5.1	0.46

Cette réduction peut être attribuée probablement à la taille des pores dans les BAP avec additions d'une part et à l'énergie de rupture (qu'on n'a pas pu mesurer dans le cadre de ce travail). Les conclusions de l'étude sont en accord avec les observations de Guneyisi et al [12] qui montraient une



réduction de la largeur des fissures dans les bétons contenant du métakaolin. Ces travaux se sont limités à la largeur de la fissure par retrait empêché sans mesures de déformations.

## Conclusion

L'étude des propriétés mécaniques et des déformations différées (limité au retrait) des différents BAP au jeune âge puis sur échantillons durcis a mis en évidence les points suivants :

- Le remplacement partiel du ciment portland par 15% de MK, 8% de sédiment, et le remplacement totale du CEM I par du CEM III ou du CEM V implique une diminution significative de la résistance à la compression au jeune âge qui peut être expliquées par un faible développement des hydrate au jeune âge. Cela peut être lié à la plus faible cinétique d'hydratation des additions utilisées. Mais à 28 jours de durcissement, le BAP avec MK et CEM III présente une valeur de résistance à la compression plus élevée que le BAP de référence (BAP-CEM I). Pour le BAP à base de CEM V, sa résistance est plus grande que le BAP de référence à partir de 90 jours. En revanche pour le BAP avec sédiment, les résistances à la compression restent plus faibles jusqu'à au moins 365 jours.
- Les modules d'élasticités des BAP diminuent lorsque nous remplaçons le ciment portland par les additions minérales. Étant donné que dans notre étude, les modules d'élasticités des BAP ne sont pas liés à leurs résistances aux compressions, en général, l'effet des additions minérales sur le module élasticité de béton n'est pas identique à l'effet des additions sur le développement de la résistance.
- Au jeune âge, les BAP à base d'additions minérales présentent un retrait plastique et un tassement plus élevé que celui du BAP à base de ciment portland (à 50% d'HR). Cependant, dans des conditions endogènes, le retrait plastique est plus faible pour les BAP à base d'additions minérales. Cela peut être lié à leur plus lente cinétique d'hydratation.
- À long terme dans des conditions de séchage, le retrait de BAP-CEM I/SD est comparable au BAP-CEM I et les deux sont plus faibles que celui obtenu avec du ciment CEM III et CEM V. Cependant, le BAP à base de métakaolin présente la meilleure résistance au retrait de séchage. En remplaçant le ciment portland par 15% de métakaolin, une diminution significative du retrait total de 20% à 400 jours a été obtenue
- Dans des conditions de retrait empêché, nous avons observé une fissure sur les BAP à différents âges en fonction des formulations: d'abord dans le BAP-CEM III, puis dans le BAP-CEM V, puis dans le BAP avec CEM I + 15% de MK et enfin dans le BAP à base de ciment portland, montrant ainsi la sensibilité du BAP à base d'additions minérales à la fissuration précoce. Cela est dû à leurs plus faibles performances mécaniques au jeune âge dû à une plus faible hydratation. Cependant, l'ouverture de la fissure est réduite au moins d'un facteur de 1.6 pour les BAP à base d'additions minérales.

Cette étude a été réalisée afin de mieux comprendre les moyens pratiques pour optimiser la formulation de BAP. La modification de la teneur en addition minérale affecte considérablement les propriétés mécaniques et particulièrement la résistance à la compression. L'utilisation du métakaolin réduit le retrait total, mais semble augmenter le risque de fissuration précoce.

## Références bibliographiques

- [1].Wild S., Khatib JM., Jones A. Relative strength, pozzolanic activity and cement hydration in superplasticized metakaolin concrete. *CemConcr Res* 1996;26:1537–44.
- [2].Khatib J.M., Hibbert, J.J. Selected engineering properties of concrete incorporating slag and Métakaolin. *Construction and Building Materials* 19, 460 472(2005).
- [3].Neville AM. Properties of concrete. 4th and final ed. England: Addison Wesley Logman; 1996.
- [4].Turcry P., Loukili A. Evaluation of plastic shrinkage cracking of self-consolidating concrete. *ACI Materials journal*, 2006, 272-279.
- [5].Darquennes A, Khokhar A, Rozière E, Loukili A, Grondin F. Staquet S. Early age deformations of concrete with high content of mineral additions. *Constr and Build Mater* 25 (2011) 1836–1847.
- [6].Aly T, Sanjayan JG. Factors contributing to early age shrinkage cracking of slag concretes subjected to 7-days moist curing. *Materials and Structures Journal* 2007;41(May (4)):633–42.
- [7].Ambroise J., Maximilien S., Pera J. Properties of metakaolin blended cements. *AdvCem Based Mater* 1994;1–4:161–8.
- [8].Granger, L., Torrenti, J.-M., Acker, P., 1997. Thoughts about drying shrinkage: Experimental results and quantification of structural drying creep”, *Materials and Structures*, 30, 588-598.
- [9].Samouh, H., Rozière, E., Loukili, A. Interprétation des mesures de retraits de dessiccation sur les bétons auto-plaçants (BAP). XXXème rencontres AUGCIBPSA, Chambéry, France.
- [10].Gao, Y., Zhang, J., Han P. Determination of stress relaxation parameters of concrete in tension at early-age by ring test. *Construction and Building Materials* 41 (2013) 152–164.
- [11].Altoubat, S.A. and Lange, D.A. 2001. Creep, shrinkage and cracking of concrete at early age. *ACI Materials Journal*, 98 (4): 323-331
- [12].Guneyisi Er. Strength, permeability and shrinkage cracking of silica fume and metakaolin concretes. *Mermerdas. Construction and Building Materials* 34 (2012) 120–130.
- [13].Benboudjema, F. Modélisation des Déformations Différées du Béton sous Sollicitations Biaxiales. Thèse de doctorat, Université Marne La Vallée, Paris, France, 2002.

# Chapitre 5

## *Durabilité : les propriétés de transport et la carbonatation*

### 1 Influence du type de liant sur le coefficient de migration des chlorures

Le coefficient de diffusion effectif des différents BAP a été calculé à partir de l'évolution de la concentration en chlorures dans le compartiment aval des cellules de diffusion. La Figure 5-1 présente une courbe type de cette évolution en fonction du temps.

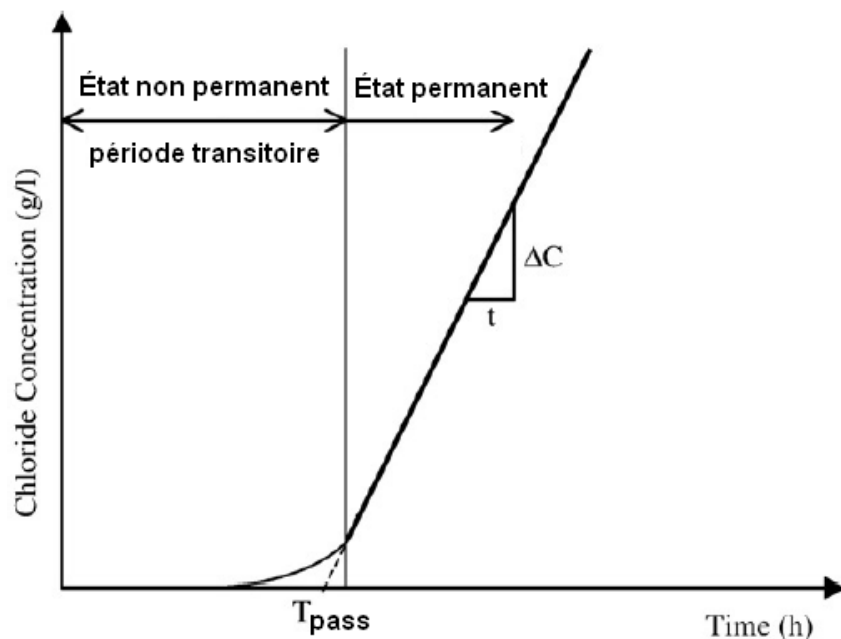


Figure 5-1: Représentation schématique des conditions non-permanente et permanente de la migration des ions chlorure

On peut distinguer 2 phases, une phase non permanente appelée souvent phase de transition et une phase permanente. Le coefficient de diffusion effectif ( $D_e$ ) est calculé à partir de la pente de la droite caractérisant l'état permanent. Le flux  $J$  est calculé selon l'équation suivante :

$$J = \frac{V}{A} \times \frac{\Delta C_{Cl^-}}{t} \quad [\text{Eq. 5-1}]$$

Où  $V$  est le volume de solution dans le compartiment anodique ( $m^3$ ),  $A$  est la surface en coupe transversale de béton ( $m^2$ ),  $\Delta C_{Cl^-}$  est l'augmentation de la concentration de chlorure dans l'anode

(mol/m<sup>3</sup>), et  $t$  est le temps (s) écoulé (voir Figure 5-1). Le temps de pénétration à travers de l'échantillon est appelé temps de passage ( $T_{pass}$ ), qui est le point d'intersection de la ligne avec l'axe des X.  $T_{pass}$  dépend de la porosité et la capacité de fixation de l'échantillon [1].

La variation de la concentration dans le compartiment aval en fonction du temps pour les cinq BAP est présentée sur la Figure 5-2. Le temps de passage et le coefficient de diffusion effectif sont donnés dans le Tableau 5-1.

Les résultats montrent que le temps de passage des chlorures à travers les échantillons de BAP est plus élevé dans les BAP avec additions que dans le BAP de référence. En effet, alors que pour ce dernier le temps de passage est de 50 heures, il est égal à 75h, 110h, 90h et 130 h pour le BAP-CEM I/SD, le BAP-CEM III, le BAP-CEM V et le BAP-CEM I/MK respectivement. Ce résultat montre ainsi que la diffusion des chlorures dans les BAP avec additions est plus lente, ce qui indique une meilleure durabilité vis-à-vis de ce phénomène. Ce que résultat peut être attribué d'une part à l'augmentation de la tortuosité grâce aux additions et d'autre part à la capacité de fixation des chlorures par la matrice. Ces deux points seront détaillés plus loin dans ce chapitre. Aussi, on peut constater que ces résultats corroborent avec les résultats de la mesure du coefficient d'adsorption.

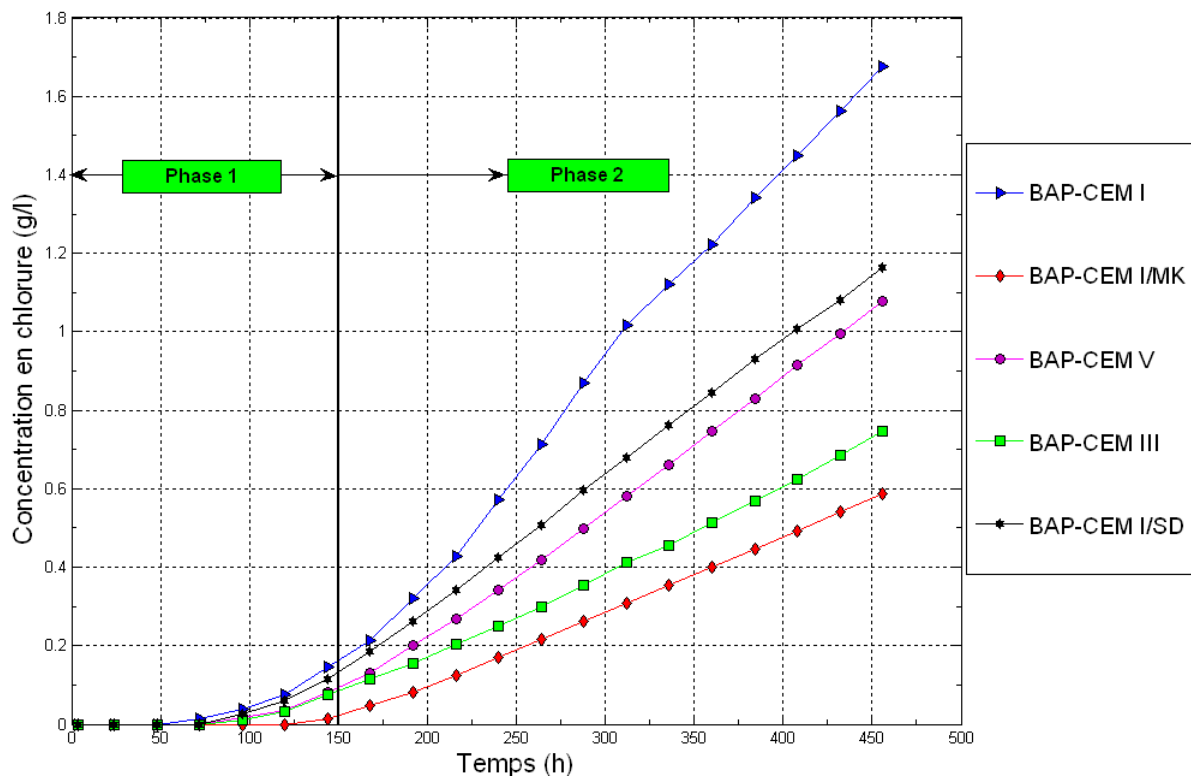


Figure 5-2: Evolution de la concentration des chlorures dans le compartiment aval des cellules de diffusion lors des essais de migration appliqués aux BAP d'étude

Les résultats des mesures du coefficient de diffusion effectif montrent l'effet significatif des additions sur la diminution de ce paramètre. Le BAP à base de 15% métakaolin présente le plus faible coefficient de diffusion, 4.3 fois inférieur à celui du BAP de référence ; suivi ensuite par le BAP à base de CEM III avec un coefficient de diffusion 2.9 inférieur à celui du BAP de référence. Ce résultat est cohérent avec les mesures de porosité accessible à l'eau ainsi que les mesures du coefficient d'adsorption d'eau.

Tableau 5-1: Paramètres de diffusion des chlorures

Références	Temps de passage (h)	Coefficient de diffusion ( $\text{m}^2/\text{s}$ )
BAP-CEM I	50	$3.85 \times 10^{-13}$
BAP-CEM I/MK	135	$0.9 \times 10^{-13}$
BAP-CEM I/SD	72	$2.46 \times 10^{-13}$
BAP-CEM III	100	$1.35 \times 10^{-13}$
BAP-CEM V	90	$2.04 \times 10^{-13}$

En ce qui concerne la capacité de fixation des chlorures par la matrice, la Figure 5-3 montre les teneurs en chlorures libre, liés et totaux obtenus sur les échantillons de BAP après les essais de migration en régime permanent. Les résultats montrent que d'une façon générale, les BAP avec additions présentent une plus grande capacité de fixation des chlorures. Nous constatons qu'à la fois les teneurs en chlorures libres ainsi que liés sont plus élevés dans ces BAP. Le BAP-CEM I/MK présente la plus forte quantité de chlorures liés (25 % de plus par rapport au BAP-CEM I) avec également le plus petit coefficient de diffusion obtenu. Le remplacement du CEM I par du CEM III ou du CEM V entraîne une augmentation de la fixation des chlorures par la matrice. Le BAP à base de CEM V et le BAP-CEM I/SD fixent pratiquement la même quantité de chlorures, une quantité plus élevée que celle fixée par le CEM I mais plus faible que celle fixée par le ciment CEM III. Ces résultats peuvent être attribués d'une part à la formation des sels de type sel de Friedel et d'autre part à la fixation des chlorures par les C-S-H de la matrice cimentaire, plus particulièrement des C-S-A-H qui ont une plus forte capacité à fixer les chlorures, c'est les cas de la matrice avec du Métakaolin ainsi que celle avec des laitiers de haut fourneau. Aussi et d'après certains auteurs [2], les liants aux cendres volantes ont une grande capacité de fixation des ions chlorures due à une adsorption à la surface des grains de cendres.

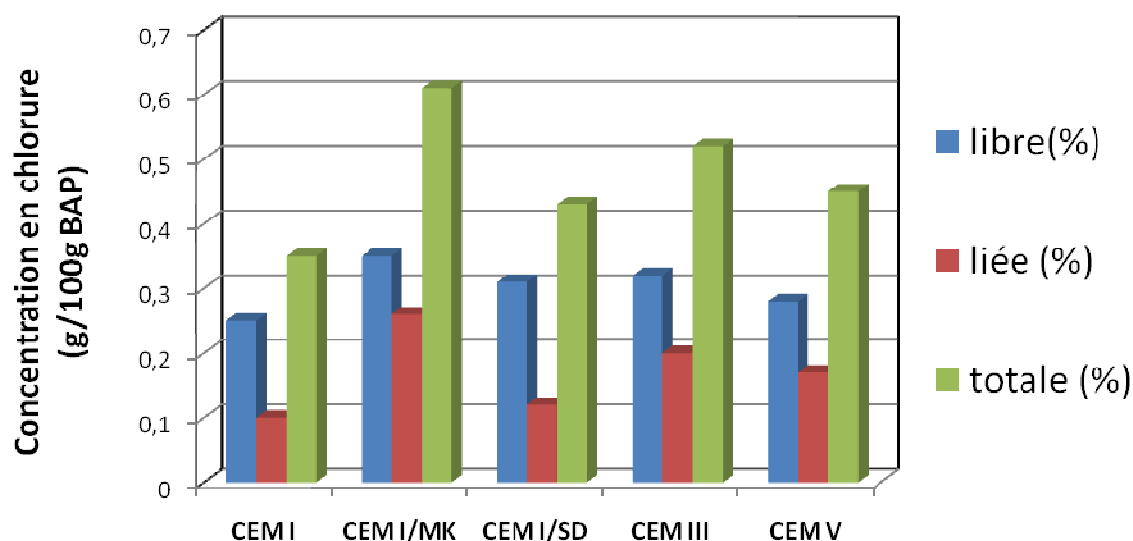


Figure 5-3: Mesure de la quantité des chlorures liés, libre et totaux en fonction des différents BAP

Par ailleurs, Il semble qu'il existe une corrélation entre la capacité de fixation des chlorures de la matrice et le coefficient de diffusion effectif comme le montre dans la Figure 5-4. A partir de cette relation, nous pouvons dire que plus la capacité de fixation augmente, plus le coefficient de diffusion effectif diminue pour un même rapport E/L.

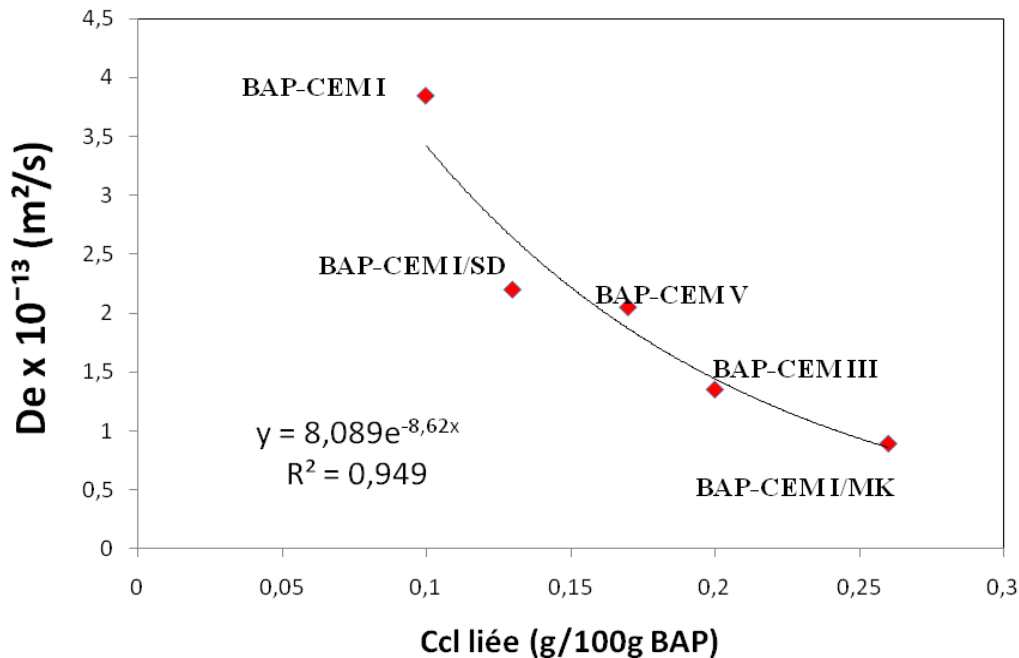


Figure 5-4: Evolution du coefficient de diffusion en fonction de la teneur en chlorures fixés

## 2 Influence du type de liant sur la perméabilité au gaz

La perméabilité d'un matériau se définit comme son aptitude à se laisser traverser par un sous l'effet d'un gradient de pression. L'essai de perméabilité au gaz peut fournir des renseignements intéressants dans la mesure où il renseigne sur le degré de facilité qu'aura le dioxygène de l'air à parvenir jusqu'aux armatures susceptibles de se corroder. En général la durabilité des bétons ordinaires et du BAP en particulier dépend en grande partie de leur perméabilité à l'eau ou au gaz [5] et plus particulièrement de la perméabilité de la matrice cimentaire. Plusieurs paramètres peuvent influencer ce paramètre considéré comme indicateur de durabilité. Un principal paramètre est la composition de la matrice cimentaire et donc le nature des additions. La perméabilité intrinsèque est un indicateur plus pertinent que la perméabilité apparente, dans la mesure où elle caractérise le matériau indépendamment de la pression de mesure.

La Figure 5-5 présente les résultats des essais de perméabilité pour les différents BAP d'étude. Elle donne les résultats en termes de perméabilité apparente et perméabilité intrinsèque. Les résultats correspondent aux moyennes arithmétiques obtenues sur trois éprouvettes. Les résultats montrent que la perméabilité intrinsèque est directement influencée par la nature du liant. L'effet positif des additions est là encore bien vérifié. Alors que la perméabilité intrinsèque du BAP de référence est égale à  $3.9 \times 10^{-16} \text{ m}^2$ , celle du BAP CEM III est plus faible égale à  $1.99 \times 10^{-16} \text{ m}^2$  et  $3.1 \times 10^{-16} \text{ m}^2$  pour le CEM V. Ici aussi, le BAP CEM I-MK présente la meilleure performance avec une perméabilité 2.2 fois plus faible que celle du BAP de référence.

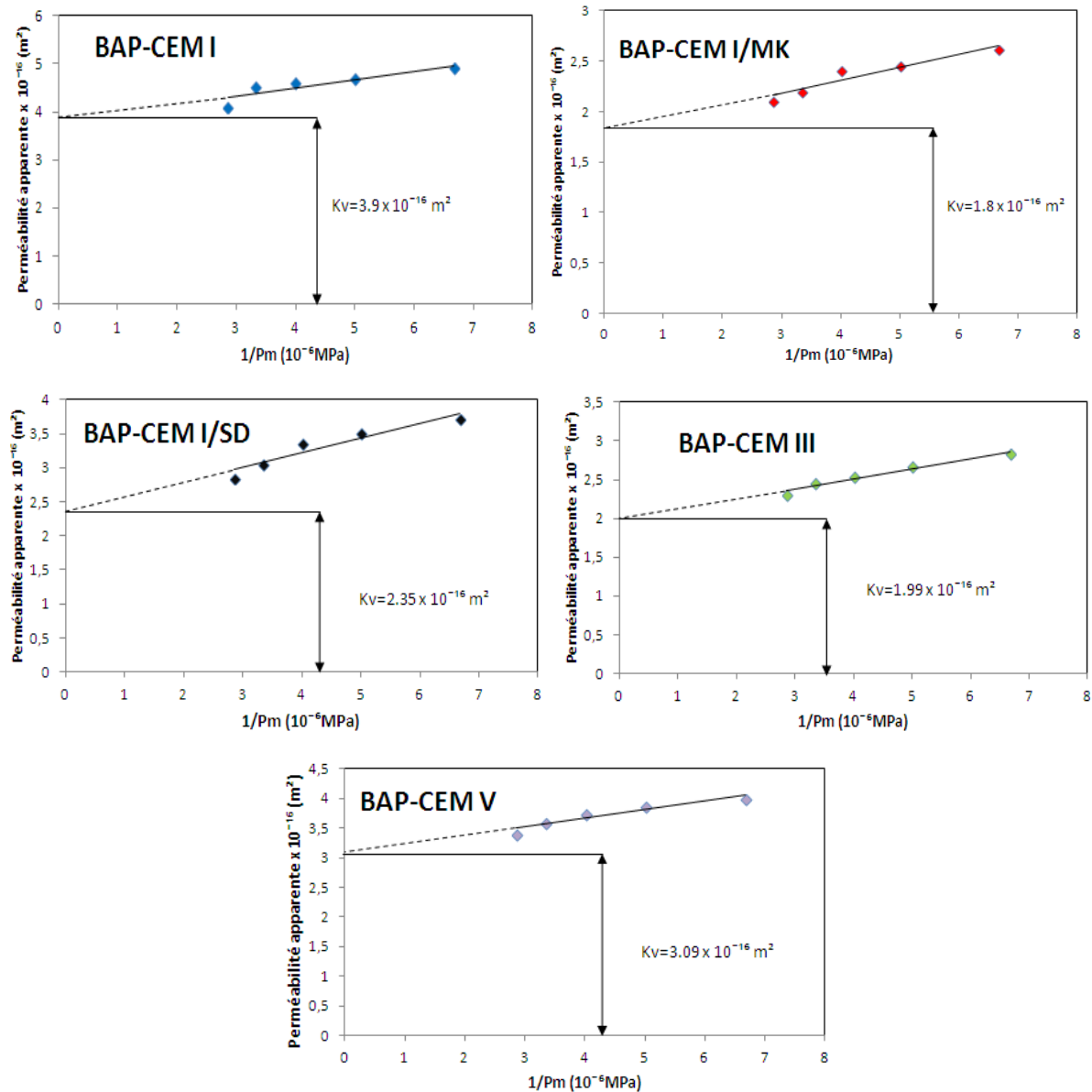


Figure 5-5: Perméabilité apparente et intrinsèque à l'hélium des BAP étudiés, après 360 jours de conservation dans l'eau

Ces résultats peuvent être expliqués par la microstructure très probablement plus tortueuse avec une porosité plus fine due particulièrement à la formation de C-S-H pouzzolanique [3]. La période de 360 jours de maturation permet certainement une bonne hydratation du métakaolin et des cendres volantes et une hydratation avancée du laitier entraînant une densification de la microstructure nécessaire à l'amélioration de la perméabilité des BAP à base des additions. Ces résultats sont en accord avec les valeurs obtenues de coefficient de diffusion.

### 3 Relation entre le coefficient de perméabilité au gaz et le coefficient de diffusion des chlorures

Des travaux antérieurs [4] ont déjà mentionné l'existence d'une grande corrélation entre la perméabilité au gaz et la diffusion des ions chlore. Selon Sugiyama et al [4], la corrélation entre les



coefficients de perméabilité et ceux de diffusion est due au fait que ces deux propriétés physiques sont liées en grande partie au même facteur qui est le rapport Eau/Liant. La Figure 5-6 représente les perméabilités au gaz obtenues en fonction des coefficients de diffusion des ions chlore mesurés sur les différents BAP étudiés.

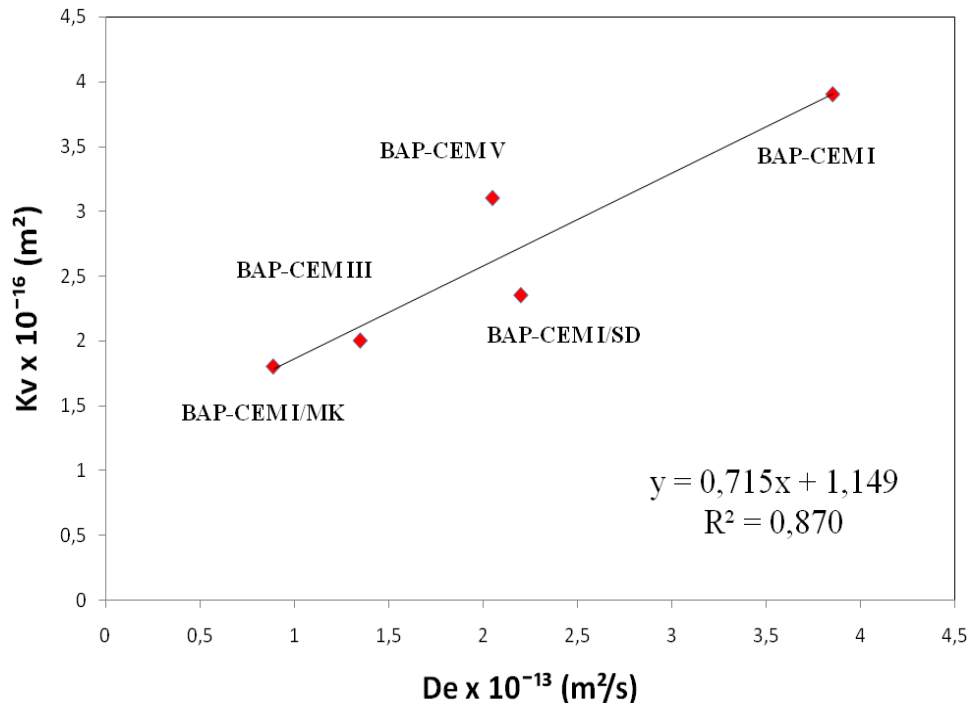


Figure 5-6: Perméabilité au gaz en fonction du coefficient de diffusion des ions chlore

Nous pouvons constater en premier lieu que la perméabilité au gaz augmente avec le coefficient de diffusion des ions chlore. Ceci confirme l'existence d'une relation étroite entre la perméabilité et la diffusion. Indépendamment du type d'addition minérale dans les BAP et du type de béton, le coefficient de corrélation est de l'ordre de 0,87.

#### 4 Tortuosité, diffusion et perméabilité

La tortuosité est un paramètre important pour décrire les effets inertiels qui se produisent entre les parties fluide et solide d'un matériau poreux. Un matériau poreux qui constitue d'un réseau de pores fortement tortueux et discontinu est généralement imperméable aux agents agressifs. Le Tableau 5-2 donne la valeur de la tortuosité obtenue à partir des mesures de porosité accessible à l'eau et de coefficient de diffusion effectif des chlorures. Dans le même tableau sont résumés les différents résultats en termes de coefficient de diffusion, perméabilité intrinsèque et porosité.

Le facteur tortuosité est estimé autour de  $10^{-3}$  pour les BAP étudiés, une valeur proche de celle donnée par Johannesson (2003) [5] cité par Khitab (2005) [6] pour les bétons de rapport E/C variant de 0.35 à 0.55 en conditions saturés.

Tableau 5-2: Les évolutions de la tortuosité en fonction de diffusion et la perméabilité au gaz.

Références	De $\times 10^{-13}$	Kint $\times 10^{-16}$	porosité (%)	Tortuosité, $\tau$
BAP-CEM I	3,85	3,9	17	0,00226471
BAP-CEM I/MK	0,89	1,8	15,4	0,00057792
BAP-CEM I/SD	2,3	2,35	18	0,00132778
BAP-CEM III	1,35	2	19,1	0,00070681
BAP-CEM V	2,05	3,1	18,9	0,00108466

## 5 Influence de l'endommagement mécanique sur l'évolution du coefficient de migration et sur la perméabilité au gaz

La déformation est le premier critère pour l'évaluation de l'endommagement du béton. Dans notre étude, pour un niveau de chargement égal à 80% de  $f_{max}$ , la déformation maximale  $\epsilon_{max}$  sous chargement et la déformation résiduelle  $\epsilon_{res}$ , obtenue 15 min après le déchargement ont été mesurées et enregistrées pour les 5 BAP d'étude. La Figure 5-7 montre qu'il existe une corrélation quasi-linéaire entre la déformation maximale et la déformation résiduelle.

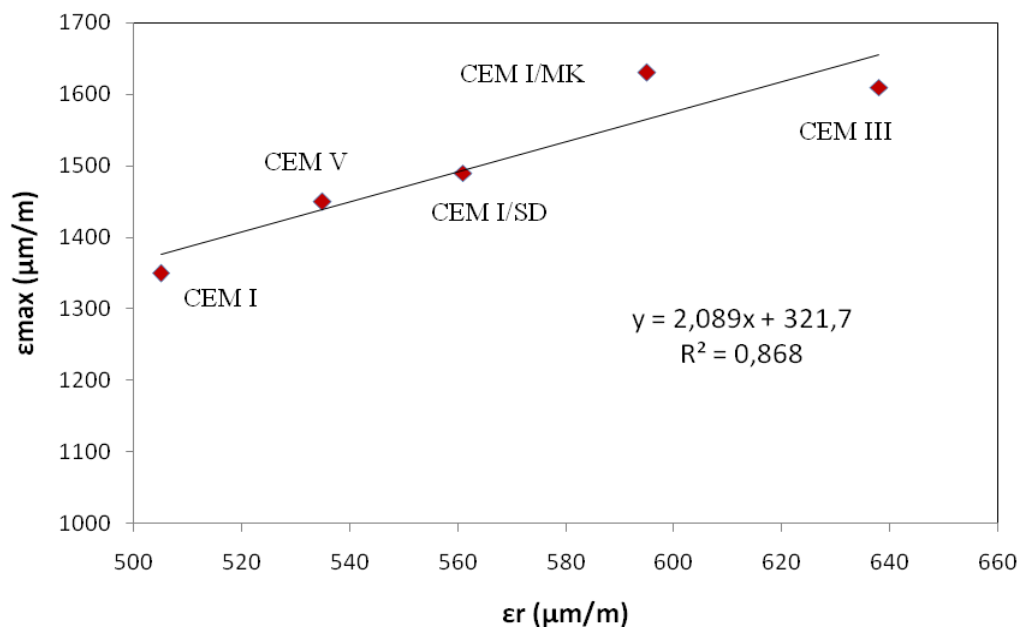


Figure 5-7: Déformation maximale en fonction de déformation résiduelle des BAP.

Pour un niveau de chargement égal à 80% de  $f_c$ , la déformation maximale ainsi que la déformation résiduelle pour les BAP à base d'additions sont plus importantes que celle du BAP de référence. Ceci pourrait être expliqué par le développement des microfissures à l'intérieur du béton.

### 5.1 Augmentation de la perméabilité au gaz en fonction de la déformation résiduelle

Les résultats de la perméabilité intrinsèque des BAP endommagés sont donnés dans le Tableau 5-3. Les résultats de la perméabilité relative (rapport entre la perméabilité intrinsèque du matériau endommagé et celle du matériau non-endommagé) sont tracés en fonction de la déformation

résiduelle. On constate clairement que ce rapport augmente avec la déformation résiduelle des BAP et ceci quel que soit la nature du liant.

Tableau 5-3: Valeurs de la perméabilité intrinsèque des BAP endommagés.

Références	Kint (d) x10 <sup>-16</sup>	Kvd/Kv
CEM I	16,5	3,75
CEM I/MK	9	4,2
CEM I/SD	12,0815	4,05
CEM III	7,3	4,9
CEM V	9,92	3,9

Puisque les BAP avec additions présentaient des plus fortes valeurs de déformation résiduelle, leur perméabilité relative est aussi plus importante. Les BAP avec additions paraissent plus sensibles à la fissuration et à ces conséquences sur la perméabilité. Ces résultats ont été obtenus sur deux échantillons à chaque fois, pour confirmer ce résultat il faudrait réaliser des essais complémentaires.

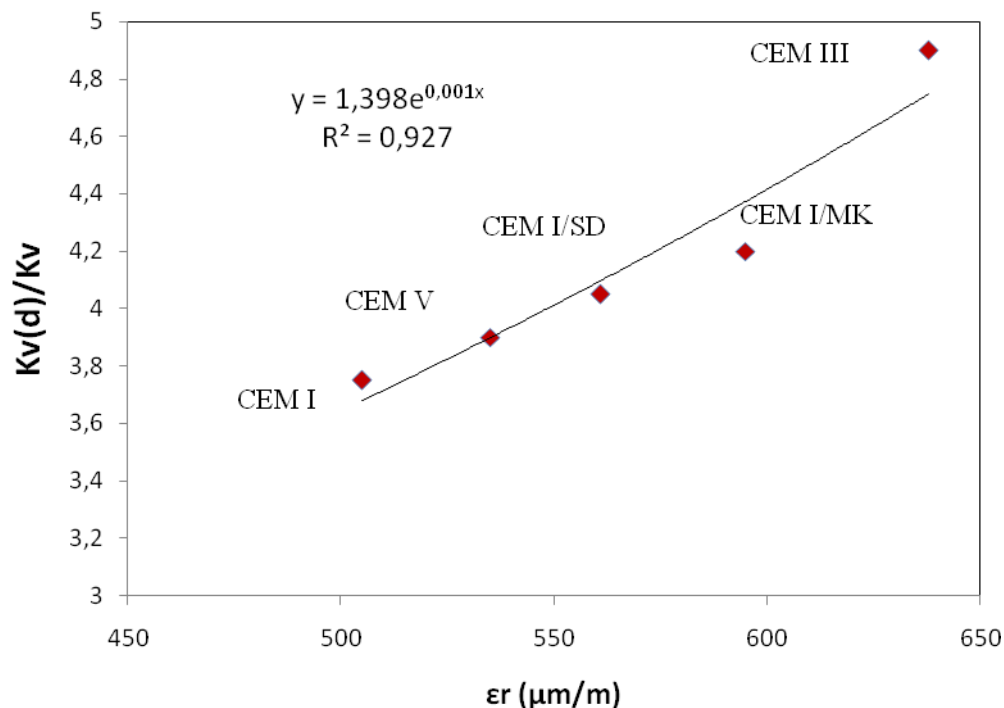


Figure 5-8: Relation entre la perméabilité et la déformation résiduelle

## 5.2 Relation entre augmentation de la perméabilité au gaz et valeur de l'endommagement

Le coefficient d'endommagement, d, qui est une mesure de la dégradation de la rigidité, a été calculé à partir de l'équation [Eq. 2-13]. Pour un niveau de chargement égal à 80% de  $F_{\max}$ , les coefficients d'endommagement varient entre 0,105 et 0,121 (voir Figure 5-9). Le coefficient d'endommagement des BAP augmente avec l'augmentation des déformations résiduelles. Le coefficient de l'endommagement évalué par la méthode dynamique ou statique est plus élevé pour les BAP à base d'additions par rapport au BAP-CEM I pour un même niveau de chargement de 80% de  $F_{\max}$ . La Figure 5-9 montre la relation linéaire entre l'endommagement obtenu par la mesure statique et celui obtenu par la méthode dynamique avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0,98$ . Cette relation linéaire

montre que l'endommagement obtenu par le procédé dynamique est légèrement inférieur à celui obtenu par la méthode statique.

La perméabilité relative du BAP ;  $k_v(d)/k_v$  ; peut être liée à la variable d'endommagement "d". L'augmentation de la perméabilité relative avec le coefficient d'endommagement évalué par la méthode dynamique est illustrée sur la Figure 5-10.

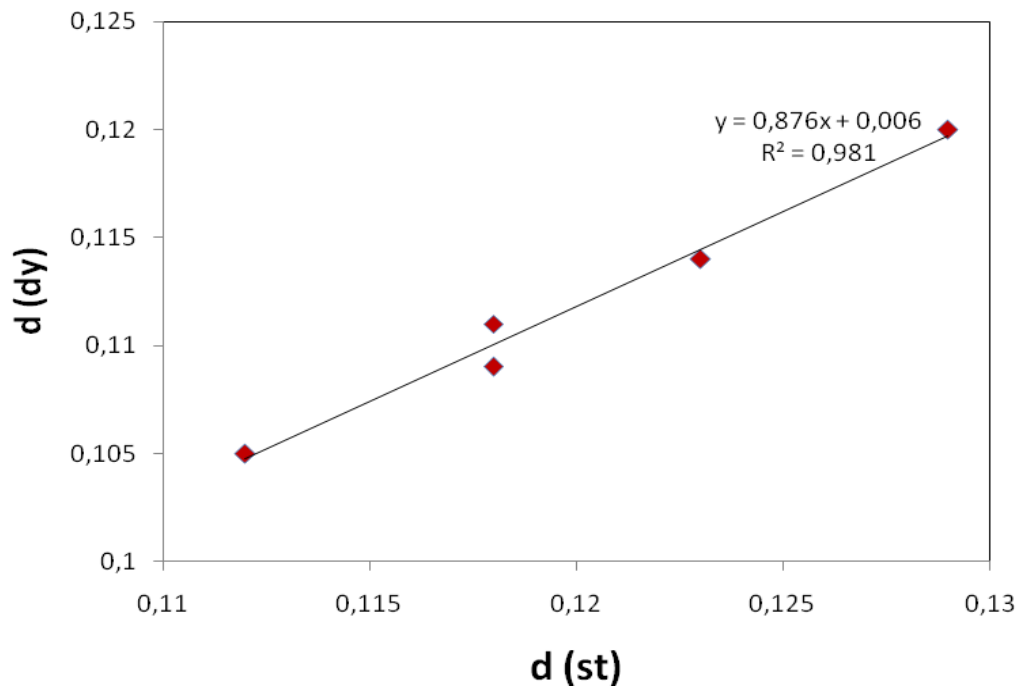


Figure 5-9: Relation entre la valeur des endommagements obtenus par la méthode statique et la méthode dynamique

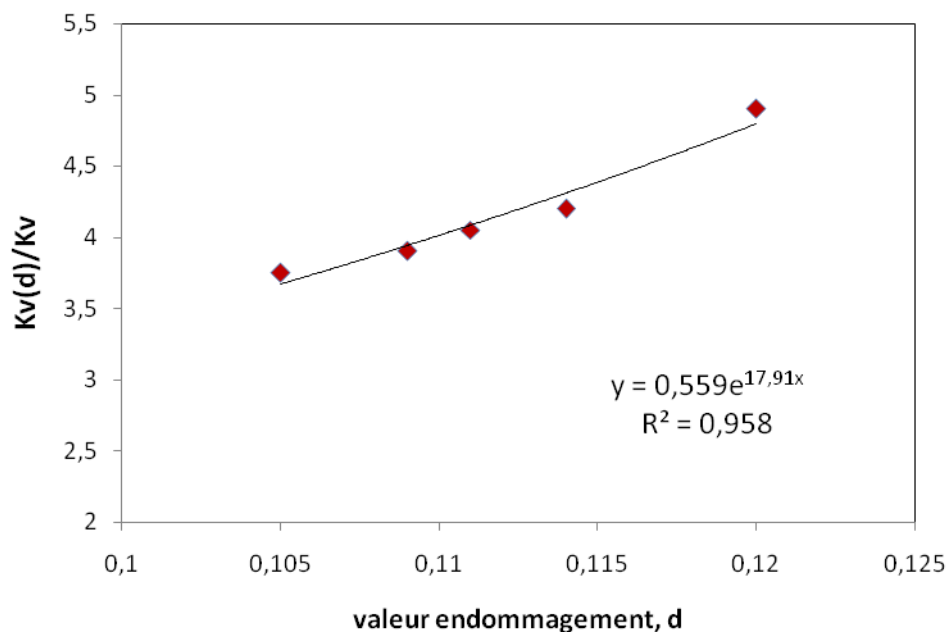


Figure 5-10: Relation entre la perméabilité et la valeur de l'endommagement mécanique

Les résultats montrent que le rapport  $k_v(d)/k_v$  augmente légèrement avec le coefficient d'endommagement. Une courbe exponentielle permet de relier la perméabilité intrinsèque relative au coefficient d'endommagement. Une relation similaire a été obtenue par Picandet et al. [7] en utilisant un test de compression cyclique. Cette relation a été obtenue pour des valeurs de « d »  $d < 0,15$ .

### 5.3 Effet de l'endommagement sur le coefficient de migration des chlorures

Après les mesures de la perméabilité aux gaz des échantillons endommagés, nous avons étudié l'effet de l'endommagement mécanique sur l'évolution de coefficient de migration des chlorures des BAP. La Figure 5-11 présente l'évolution de la concentration des chlorures dans le compartiment aval au cours de l'essai et du temps. Elle montre que là aussi, on peut distinguer 2 régimes, un régime transitoire et un régime permanent. A partir de ces résultats, les valeurs du coefficient de migration des chlorures des BAP endommagés ont été calculées :  $5,27 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$  pour le BAP-CEM I,  $1,38 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$  pour le BAP-CEM I/MK,  $3,5 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$  pour le BAP-CEM I/SD,  $2,32 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$  pour le BAP-CEM III et  $3 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$  pour le BAP-CEM V.

A partir de la Figure 5-11, on peut constater que le temps de passage  $T_{\text{pass}}$  devient plus grand quand l'échantillon est endommagé, ce qui semble logique puisque le matériau connaît une augmentation de porosité dû à la microfissuration. En effet, le  $T_{\text{pass}}$  dépend de la porosité du béton et de la capacité de fixation des matériaux [8]. Cette augmentation de porosité entraîne également l'augmentation du coefficient de diffusion ou de migration des chlorures. Une corrélation peut être trouvée entre le coefficient de diffusion et le temps de passage comme la montre la Figure 5-12. On y voit clairement que le coefficient de diffusion diminue avec l'augmentation du temps de passage.

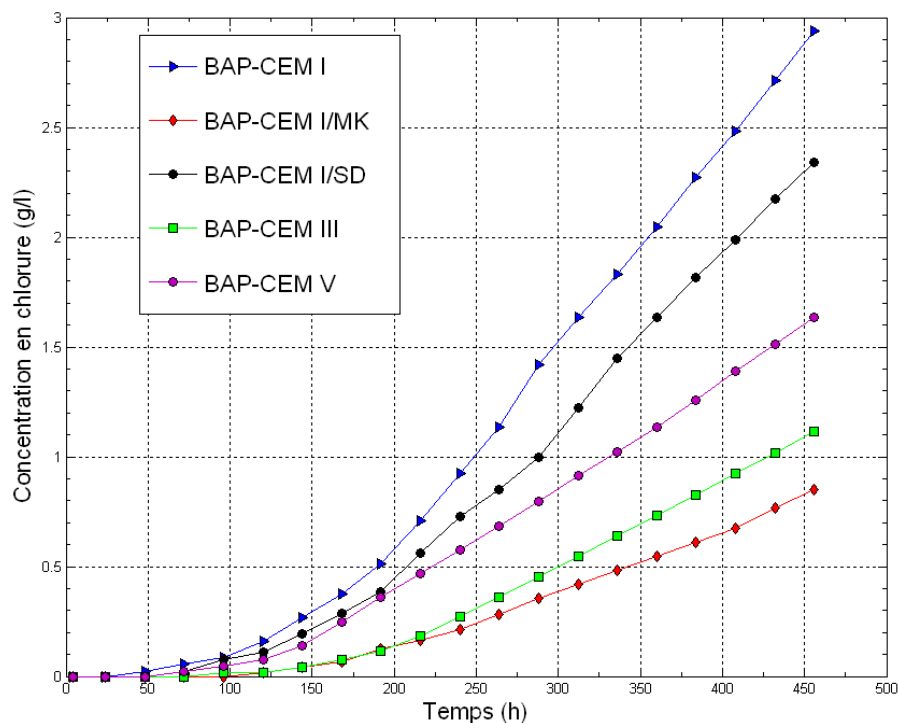


Figure 5-11: Evolution de la concentration des chlorures dans le compartiment aval des cellules de diffusion pour les BAP endommagés

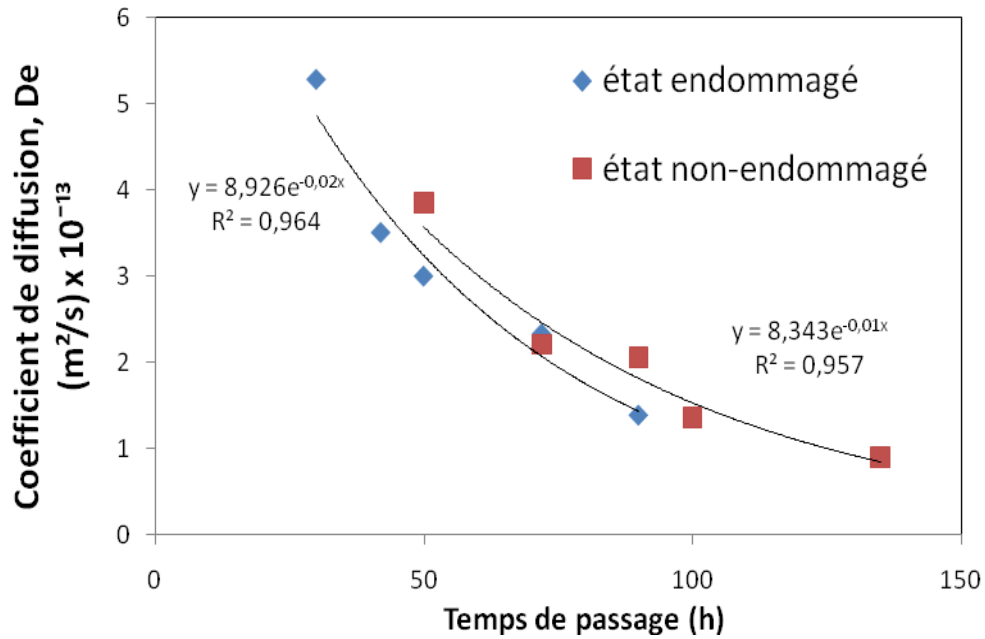


Figure 5-12: Relation entre le coefficient de diffusion et le temps de passage pour les BAP à l'état endommagé et non-endommagé.

#### 5.4 Augmentation du coefficient de diffusion en fonction de la déformation

La diffusivité relative des BAP endommagés  $D_e(d)/D_e$  est définie comme le rapport entre le coefficient de diffusion du BAP endommagé  $D_e(d)$  et le coefficient de diffusion de béton non endommagé. La Figure 5-13 présente l'évolution de la diffusivité relative des ions chlore des BAP étudiés en fonction des déformations résiduelles.

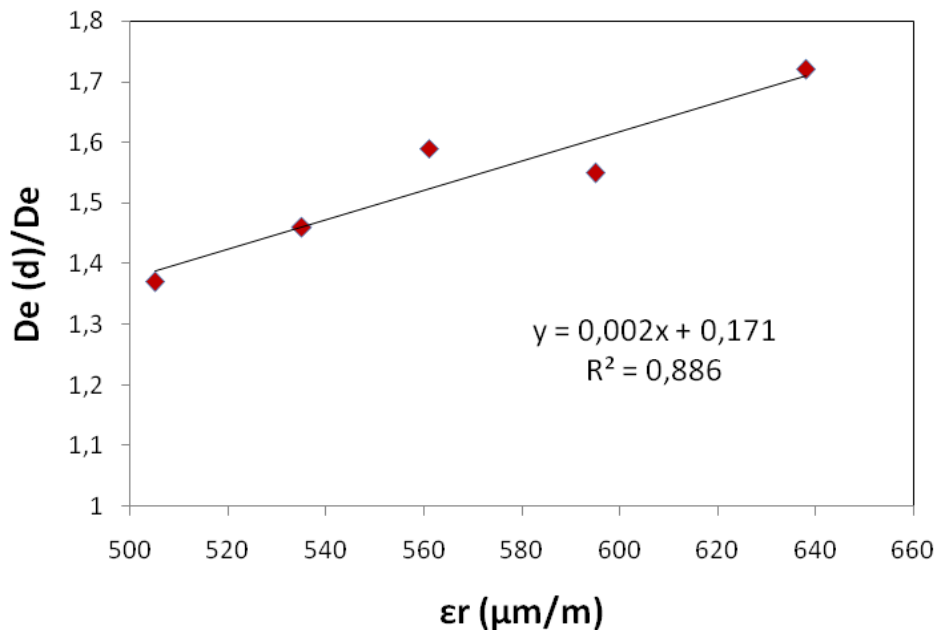


Figure 5-13: Relation entre la diffusivité relative et la déformation résiduelle.

D'après cette figure, il semble que l'effet du chargement mécanique appliqué est moins important sur l'évolution du coefficient de diffusion que sur la perméabilité au gaz. La variation de la diffusivité relative est de 1.37 à 1.72 pour des déformations résiduelles entre 505 à 642  $\mu\text{m/m}$  correspondant au chargement de 80% de  $F_{\text{max}}$  contre des valeurs plus élevées pour la perméabilité au gaz.

### 5.5 Relation entre augmentation du coefficient de diffusion et la valeur de l'endommagement

La Figure 5-14 présente l'évolution de la diffusivité relative des BAP étudiés en fonction de la valeur des endommagements obtenus par la méthode dynamique. Ces résultats montrent que la diffusivité relative dépend de la variable d'endommagement, elle augmente avec ce paramètre. L'augmentation reste plus faible que celle obtenue pour la perméabilité. Une corrélation est donnée entre la diffusivité relative et l'endommagement « d » comme le montre la Figure 5-14.

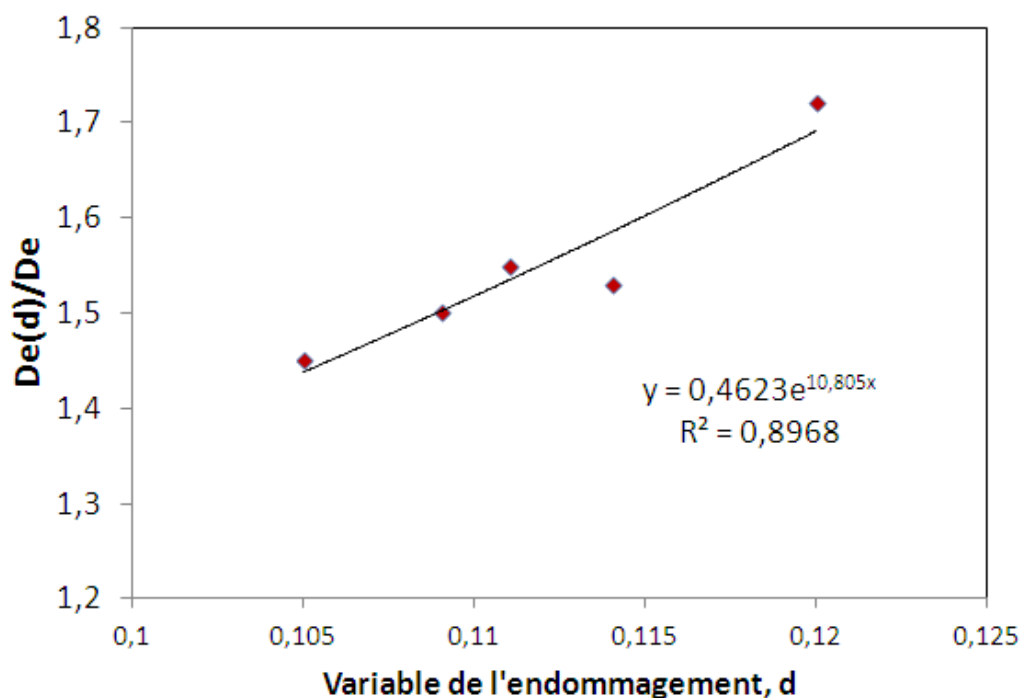


Figure 5-14: Relation entre la diffusivité relative et la variable d'endommagement.

### 5.6 La relation entre l'augmentation de la perméabilité au gaz et le coefficient de diffusion

La perméabilité au gaz et la diffusivité impliquent deux modes de transport différents. La variation de ces deux paramètres dépend de la microstructure du béton et des fissures qui peuvent être caractérisée par des endommagements. D'après les équations présentées dans les Figures 5-10 et 5-14, nous constatons que la perméabilité aux gaz et le coefficient de diffusion montrent une même tendance vis-à-vis de la variable d'endommagement. Cela nous permet d'établir une relation entre ces deux paramètres de transfert. La perméabilité au gaz est mesurée sur un échantillon sec alors que le coefficient de diffusion est mesuré sur des échantillons saturé.

Cette fonction exponentielle est proche ( $R^2=0.95$ ) à celui obtenu pour la perméabilité aux gaz avec différents coefficients empiriques. Même si la perméabilité au gaz et la diffusivité ne correspondent pas aux mêmes mécanismes de transfert, la Figure 5-15 permet de proposer une relation empirique

entre ces deux paramètres de transfert. La Figure 5-15 montre la variation exponentielle de  $k_v(d)/k_{v0}$  en fonction du rapport  $D_e(d)/D_e$  pour le BAP. On constate que la perméabilité au gaz est plus sensible aux endommagements. En effet, lorsque la perméabilité après endommagement augmente par un facteur de 4, le coefficient de diffusion après endommagement augmente par un facteur de 1,5. Cette tendance a déjà été observée dans des études antérieures, la perméabilité au gaz est beaucoup plus affectée par l'endommagement que la diffusion [9-10-11]. L'augmentation due à l'endommagement de ces deux paramètres de transfert est plus importante pour les BAP à base d'addition, ce qui est attribué à une plus grande porosité induite par l'endommagement mécanique de compression uniaxiale.

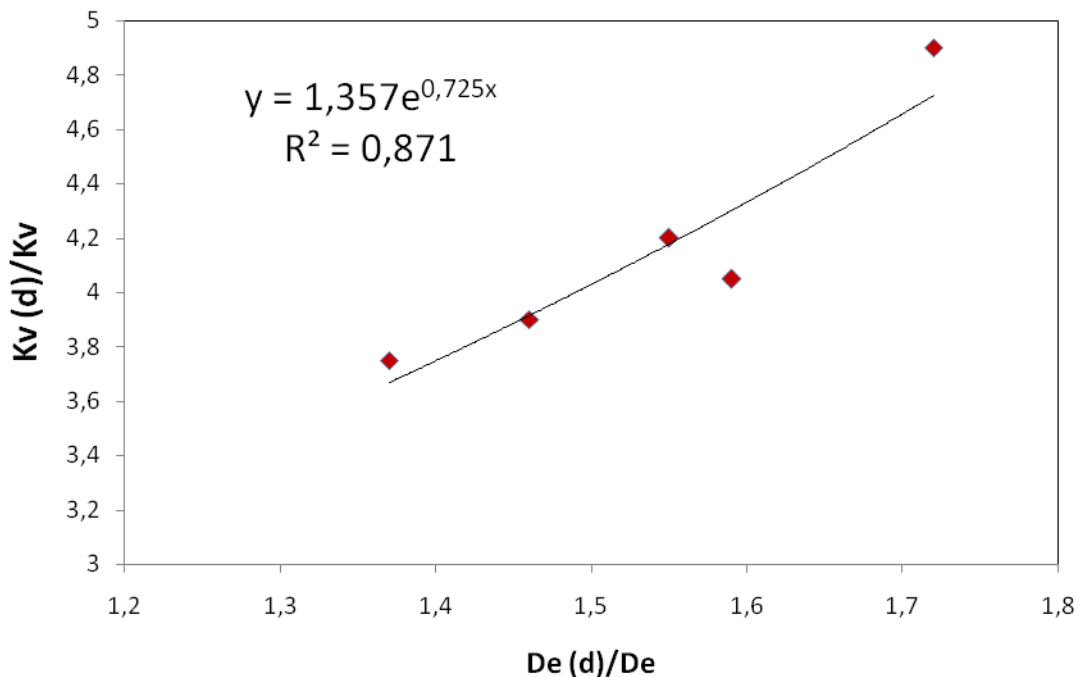


Figure 5-15: La relation entre la perméabilité au gaz relatif et la diffusivité relative.

La corrélation proposée dans la Figure 5-15 pourrait être utile pour éviter des tests expérimentaux dans le cas de l'évaluation des structures marines par exemple. Ainsi, avec des mesures de perméabilité, des mesures généralement beaucoup plus simple et moins coûteuses, on peut estimer la diffusivité relative. Toutefois, cette corrélation doit être vérifiée pour d'autres bétons et pour d'autres taux d'endommagement encore plus élevés.

## 6 Influence du type de liant sur la carbonatation accélérée

Comme le montre la Figure 5-17, qui présente une photo prise après 14 et 28 jours de carbonatation accélérée des cinq BAP, la zone carbonatée des échantillons prend la coloration du béton, alors que la zone saine prend une coloration rose. Le front qui sépare les deux zones est très net, ce qui montre sa régularité pour toutes les formulations étudiées. A partir des courbes de la Figure 5-16, nous constatons une plus faible résistance des BAP à base d'additions minérales vis-à-vis de la carbonatation par rapport au BAP de référence. Après 14 jours de carbonatation accélérée, les profondeurs carbonatées sont plus grande que >1 cm pour les BAP à base des additions.



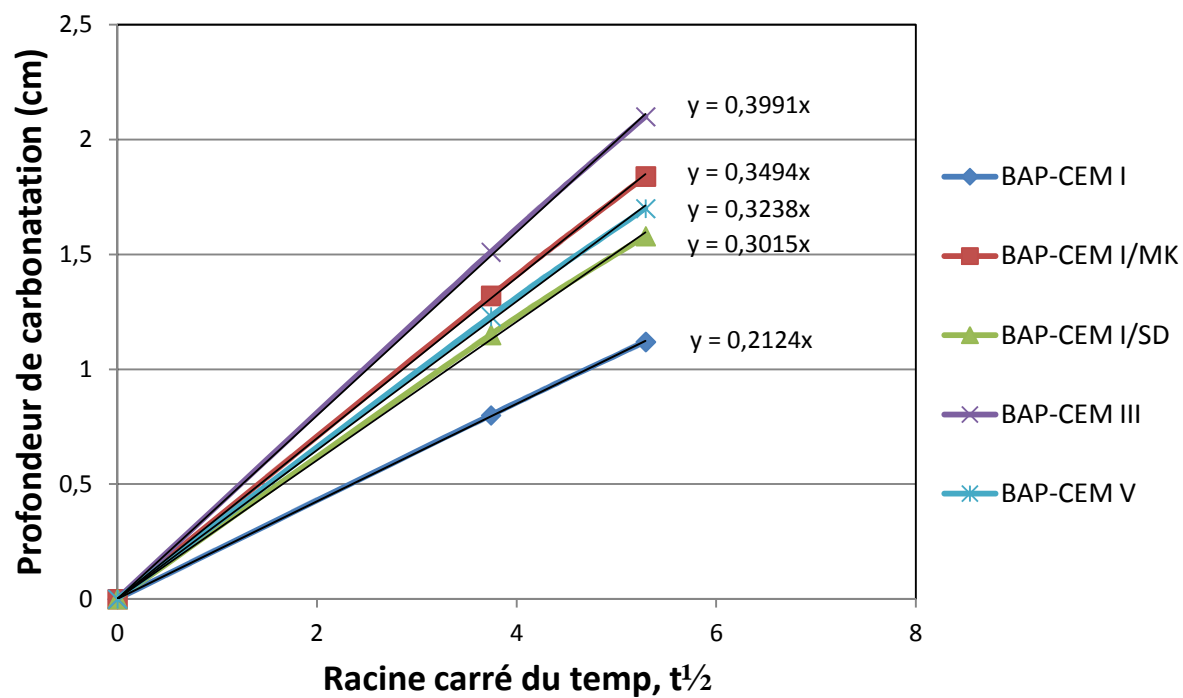
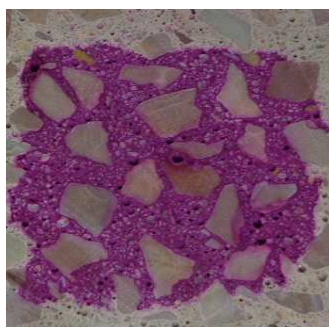
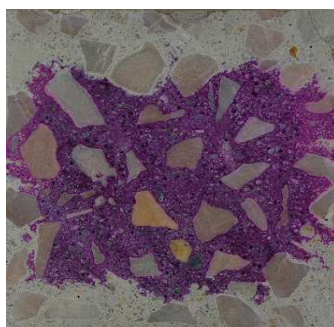


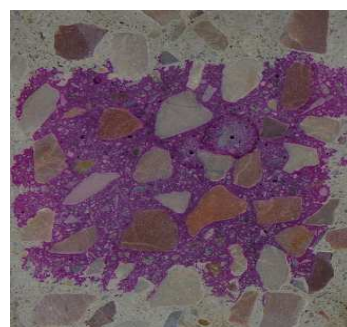
Figure 5-16: Evolution de la profondeur carbonatée en fonction du temps (carbonatation accélérée).



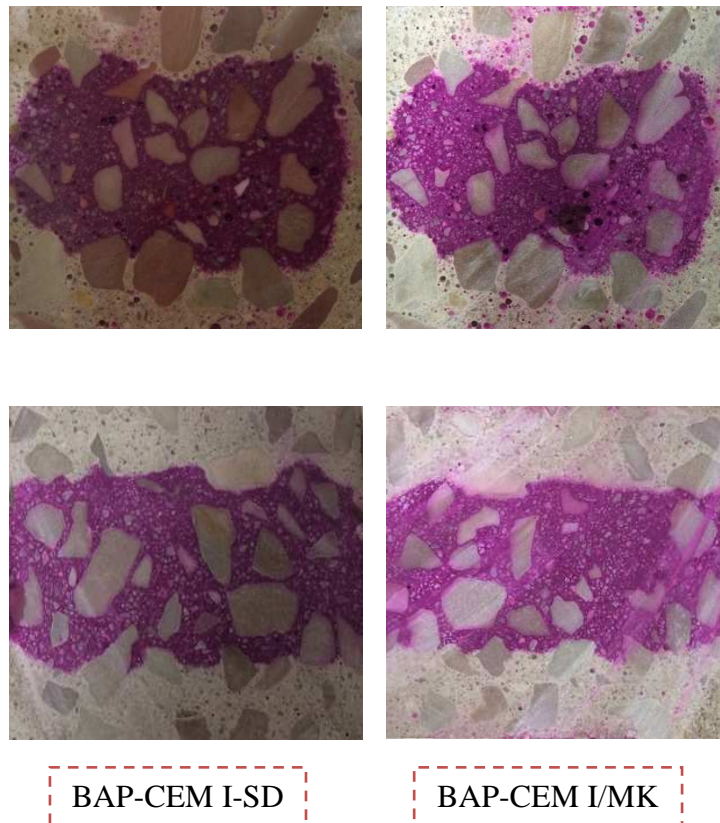
BAP-CEM I



BAP-CEM III



BAP-CEM V



*Figure 5-17: Fronts de carbonatation visualisés par pulvérisation de la phénolphthaléine pour les cinq BAP après 14 et 28 jours de carbonatation accélérée.*

Les valeurs des profondeurs carbonatées après 28 jours pour les BAP à base d'additions sont comprises entre 1.5 et 2.1 mm, alors que celle du BAP de référence atteint une valeur de 1.1 cm. La pente de chaque droite de la Figure 5-16 nous indique la cinétique de carbonatation. Dans l'ordre le BAP de référence a une cinétique de carbonatation plus faible que celle du BAP avec sédiment, plus faible que celle du BAP-CEM V qui présente une cinétique plus faible que celle du BAP avec Métakaolin. Le BAP à base de CEM III présente la plus forte cinétique de carbonatation. Ce résultat est lié à la fois à la diffusivité du BAP mais également à sa teneur en hydrates capables de se carbonater et notamment et en premier lieu la teneur en portlandite.

### **Variation de masse**

Les résultats de l'évolution de la masse des différents échantillons testés sont présentés sur les Figures 5-18. En raison de l'importante quantité de CO<sub>2</sub> fixée sur la matrice cimentaire, les éprouvettes connaissent un gain de masse significatif. A partir de cette Figure, nous pouvons constater la très bonne concordance entre l'importance de la profondeur de carbonatation et l'augmentation de la masse des échantillons soumis à la carbonatation accélérée. Le BAP à base de métakaolin présente un gain de masse plus important que le BAP de référence. En comparant les 3 types de ciment CEM I, CEM III et CEM V, l'évolution du gain de masse du BAP-CEM III est légèrement supérieure à celle du BAP de référence et du BAP-CEM V (respectivement 29% et 16%). Comme pour les résultats de la profondeur de carbonatation, la comparaison entre les gains de masses des

formulations du BAP révèle une carbonatation plus importante dans le cas de BAP à base d'additions minérales que dans le cas du BAP à base de ciment portland pur.

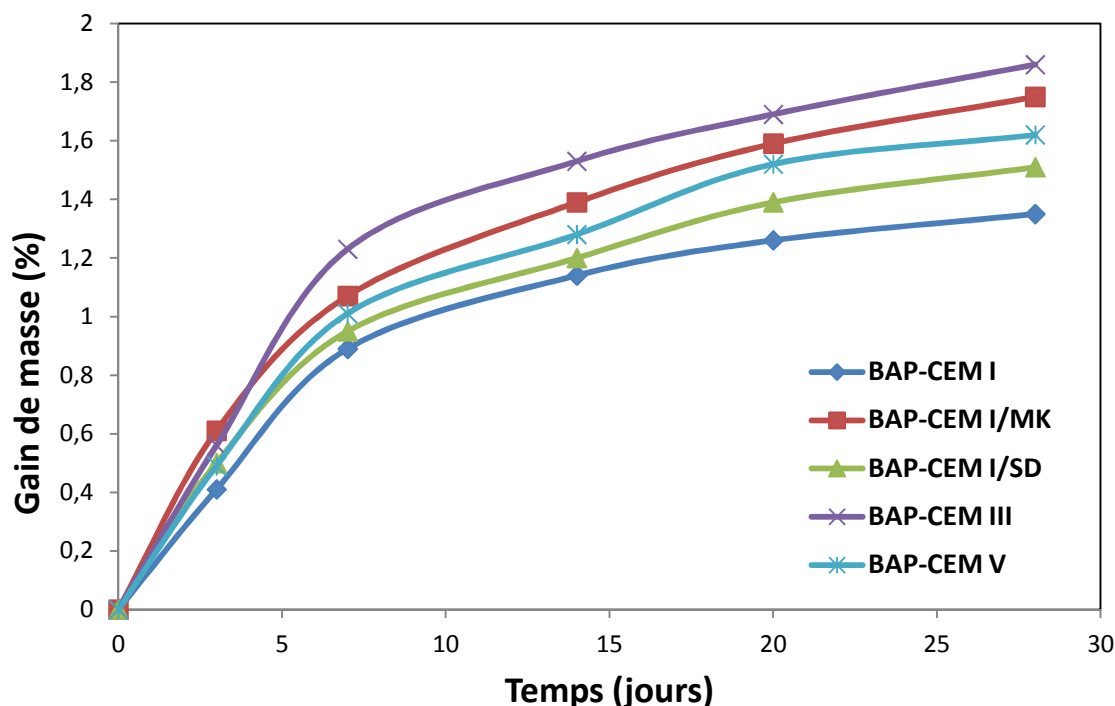


Figure 5-18: Evolution de la masse des BAP soumis à la carbonatation accélérée

## 7 Influence du type de liant sur la carbonatation naturelle

Trois échantillons de  $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$  de chacune des formulations du BAP ont été conservés dans la salle climatisée avec une température de  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  et une humidité relative de  $50 \pm 2\%$ . La mesure de la profondeur carbonatée a été faite après 600 jours d'exposition. Les zones carbonatées sont mises en évidence à la phénolphthaléine : les photos des sections des éprouvettes sont présentées sur la Figure 5-19. Les profondeurs carbonatées après 600 jours d'essai sont représentés sur la Figure 5-20.



Figure 5-19: Carbonatation naturelle après 20 mois des 5 BAP étudiés.

Les résultats obtenus ne semblent pas suivre exactement la même tendance que ceux de la carbonatation accélérée. En effet, alors que l'essai accéléré montrait une résistance plus faible du BAP à base de métakaolin par rapport à celui à base de ciment CEM V, la carbonatation naturelle indiquait le contraire. Ceci peut être expliqué par la forte teneur en  $\text{CO}_2$  dans l'essai accéléré qui masque l'effet de la carbonatation réelle. Le protocole de carbonatation accéléré européen nous

paraît plus adapté à classer des bétons que le protocole français. Le BAP de référence est là aussi le BAP qui résiste le mieux à ce type de dégradation suivi par le BAP-CEMI /SD, ensuite le BAP-CEMI /MK, suivi du BAP-CEM V. Le BAP-CEM III présente la plus forte cinétique de carbonatation.

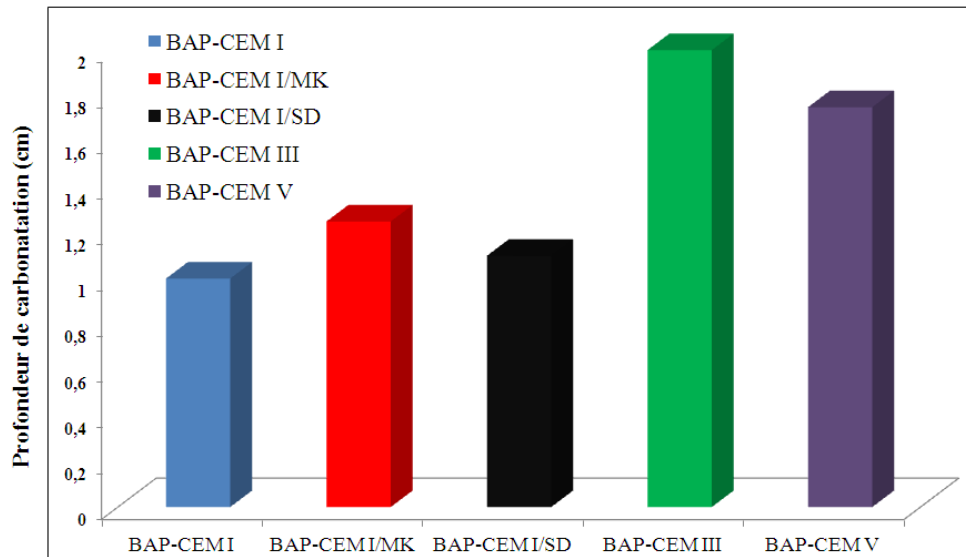


Figure 5-20: Profondeur de carbonatation naturelle des bétons d'études, après 20 mois à l'air libre de laboratoire.

Comme pour la carbonatation accélérée, ces résultats sont liés à la porosité, la diffusivité du BAP ainsi qu'à sa teneur en portlandite.

## Conclusion

L'objectif de cette partie d'étude a été de comparer l'effet de la nature du liant (CEM I, CEM III, CEM V, CEM I avec 15% de MK, CEM I avec 8% de sédiment) sur la durabilité des BAP en termes de propriétés de transports et résistance à la carbonatation. En parallèle, on s'est intéressé au couplage endommagement-propriétés de transport et plus particulièrement endommagement-coefficient de diffusion des chlorures et endommagement-perméabilité au gaz.

Pour mieux étudier l'influence du type d'addition minérale sur les performances de durabilité des BAP, les essais d'absorption capillaire, de perméabilité au gaz, de diffusion des ions chlore en régime permanente et la carbonatation en mode accéléré et bon accéléré ont été réalisés. Ces essais sont nécessaires pour bien évaluer les performances de durabilité des BAP étudiés dans ce travail.

En résumant point par point l'influence de cette substitution sur les propriétés du BAP, on observe que :

- L'incorporation des additions minérales comme le laitier, les cendres volantes, le métakaolin et le sédiment dans notre étude ont un effet bénéfique sur la dimension des capillaires de la pâte de ciment durci, puisque l'absorption capillaire renseigne sur la montée de l'eau à travers la porosité ouverte du béton produite par la tension superficielle du liquide.
- Les différentes additions étudiées améliorent indéniablement les propriétés de transport comme la perméabilité au gaz et la diffusion des ions chlore en régime permanent à moyen terme. L'effet du MK est plus important que celui du CEM III suivi du CEM V.
- Une corrélation exponentielle est obtenue entre le coefficient de perméabilité intrinsèque  $K_v$  et le coefficient de diffusion  $D_e$  en fonction de la variable d'endommagement ( $d$ ) pour les cinq BAP.
- Nous avons observé une augmentation du temps de passage ( $T_{pass}$ ) pour les BAP endommagés lors des essais de diffusion des ions chlore. Cela montre essentiellement l'effet de la microfissuration au sein du béton qui simplifie les passages des ions du compartiment amont vers le compartiment aval.
- Les résultats montrent qu'il existe une corrélation exponentielle entre l'augmentation de la perméabilité  $k_v(d)/k_{v0}$  et la variable d'endommagement " $d$ ". Il existe également une relation entre le rapport  $D_e(d)/D_{e0}$  et la variable d'endommagement " $d$ ".
- A partir de nos résultats, nous avons observé que la perméabilité au gaz est plus sensible à l'endommagement que la diffusion des chlorures: dans notre cas le rapport de  $k_v(d)/k_{v0}$  augmente d'un facteur 4 alors que  $D_e(d)/D_{e0}$  augmente d'un facteur de 1,5.

## Références bibliographiques

- [1].Truc O. A new way for determining the chloride diffusion coefficient in concrete from steady state diffusion test, *Cem.Concr. Res.* 30 (2000) 217–226.
- [2].Jensen, H.U., et P.L. PRATT. The binding of chloride ions by pozzolanic product in fly ash cement blends. *Advance in Cement Research* 2, n° 7 (1989): 121-129.
- [3].Hadj Sadok A., Kenai S., Courard L. and Darimont A., 2011. Microstructure and durability of mortars modified with medium active blast furnace slag. *Construction & Building Materials*, 25(2), 1018–1025.
- [4].Sugiyama T., Bremner T.W., and Tsuji Y. Determination of chloride diffusion coefficient and gas permeability of concrete and their relationship. *Cem.andConcr Res*, Vol. 26, No. 5, pp. 781-790, 1996.
- [5].JOHANNESSON, B.F., (2003), « Diffusion of a mixture of cations and anions dissolved in water », *Cement and Concrete Research* 29, p. 1261–1270.
- [6].KHITAB, A. (2005), « Modélisation des transferts ioniques dans les milieux poreux saturés : application à la pénétration des chlorures à travers les matériaux cimentaires ». Thèse de doctorat, INSA Toulouse France, 231 p.
- [7].Picandet V., Khelidj A., Bastian G. (2001) Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high-performance concrete, *Cement and Concrete Research* 31, 1525-1
- [8].Tognazzi, C., Ollivier, J.P.,Carcasses, M., Torrenti, J.M. Couplage fissuration-dégradation chimique des matériaux cimentaires: premiers résultats sur les propriétés de transfert, in: Pijauder Petit, Reynouard Cabot (Eds.), *Ouvrage Géomatériaux et interactions-Modélisations Multi-Echelles*, Hermes, France, 1998, pp. 69–84.
- [9].Kermani, A. Permeability of stressed concrete, *Build. Res. Inf.* 19 (6) (1991) 362–365.
- [10].Lim, C.C., Gowripalan, N., Sirivivatnanon, V. Microcracking and chloride permeability of concrete under uniaxial compression, *Cement Concr. Compos.* 22 (2000) 353–360.
- [11].Djerbi Tegguer, A., S. Bonnet, A. Khelidj, V. Baroghel-Bouny, Effect of uniaxial compressive loading on gas permeability and chloride diffusion coefficient of concrete and their relationship, *Cement and Concrete Research*, Volume 52, October 2013, Pages 131-139, ISSN 0008-8846,



# Chapitre 6

## *Modélisation mésoscopique appliquée au béton auto-plaçant*

---

Nous nous proposons dans cette partie du travail d'appliquer la démarche de modélisation hiérarchique multi-échelle, initialement développée par Kamali-Bernard et Bernard de l'INSA de Rennes, rejoints ensuite par Raghavan, à l'étude du comportement mécanique et de transport du béton auto-plaçant.

### 1 Introduction

Le béton est un matériau hétérogène quasi-fragile dont le comportement, endommageable, se caractérise par l'apparition de micro-fissures pouvant coalescer jusqu'à rupture complète [1]. La modélisation de la rupture dans le béton est l'une des questions fondamentales en mécanique des structures du Génie Civil [2]. Ces phénomènes montrent que la réponse mécanique du béton fait intervenir plusieurs échelles de longueur [3]. La plus petite de ces échelles peut être associée à la microstructure (pâte de ciment) composée d'une porosité partiellement ou totalement remplie d'eau, d'hydrates (principalement les C-S-H, la Portlandite (CH) et les sulfoaluminates hydratés) et de grains de ciment anhydres. L'échelle meso est elle-même divisée en une échelle sub-meso représentant le mortier comme étant constitué par des particules de sable incorporées dans une pâte de ciment homogène, et une échelle meso proprement dite qui considère le béton comme étant un matériau composite à deux ou trois phases (matrice de mortier et granulats avec ou sans zone de transition interfaciale ou ITZ).

Une simulation numérique réaliste du comportement des matériaux pourrait permettre de représenter l'influence du plus grand nombre de ces échelles de longueur sur la réponse macroscopique mécanique du matériau. Les modèles purement macroscopiques qui ne considèrent pas l'échelle meso ou les interactions avec la microstructure manquent habituellement des informations essentielles [4], comme celles liées aux problèmes de durabilité. Des modèles de treillis (ou « lattice models ») ont été utilisés avec un certain succès [5, 6], mais ils semblent présenter un inconvénient majeur puisque les résultats obtenus montrent une forte dépendance avec la géométrie du réseau considéré. D'autre part, un modèle mésoscopique utilisant un modèle de composite à deux ou trois phases prenant en compte l'interaction entre la matrice et les inclusions, associée à un modèle régularisé pour la matrice, est une approche efficace pour la caractérisation de l'effet des différentes échelles sur le comportement mécanique. Ces modèles présentent également un excellent compromis entre l'effort de calcul et la fiabilité du résultat obtenu.

La modélisation mésoscopique du béton requiert l'utilisation d'un modèle morphologique suffisamment précis pour le composite mortier-granulats. La phase mortier peut être décrite comme un milieu poreux partiellement saturé. Les granulats dans le béton sont caractérisés par leur nature minéralogique, leur morphologie (forme) et leur granulométrie (distribution de la taille des grains). Ces granulats peuvent être de différents types (siliceux, plastiques, calcaires et végétaux) et ayant différentes textures (lisses ou rugueux) [9]. Ils présentent ainsi différentes natures de contact avec le mortier [10], et ont une forme angulaire ou arrondie et compacte, qui peut avoir une influence significative sur la répartition des contraintes dans le matériau béton [8,11] et contribuer ainsi au comportement mécanique du matériau. En outre, la fraction volumique totale montre également un effet sur les performances mécaniques du matériau [12,13].

Cela signifie que, dans la fabrication des ouvrages en béton, la morphologie des granulats doit être prise en compte afin d'étudier son effet sur le comportement mécanique du béton. Il existe des études dans la littérature sur la modélisation mésoscopique du béton, mais il y a toujours des questions liées, d'abord, sur la représentation mésoscopique du matériau, ensuite sur le comportement adoucissant de la matrice. La plupart de ces études se sont concentrées soit sur des modélisations 2D utilisant des sphères ou des polygones pour représenter les granulats [3, 14]. Les analyses complètes en 3D ont essentiellement été limitées à des représentations sphériques des granulats, disposés de façon régulière [8] ou aléatoire [11, 15, 16]. Une des études les plus récentes impliquant des particules de forme réaliste au lieu des formes sphériques traditionnelles a été menée dans [17]. Dans cette étude une expansion harmonique sphérique pour représenter des formes irrégulières a été retenue, en conjonction avec une méthode « take-and-place » pour placer ces particules dans la matrice. Dans un autre travail [18], un algorithme de Voronoï2D a été utilisé pour représenter un matériau hétérogène général pour la simulation de la propagation de fissures.

L'analyse numérique des matériaux hétérogènes menée par la méthode aux éléments finis, nécessite la discrétisation des modèles hétérogènes mésoscopiques créés. Différentes techniques de maillages ont été appliquées pour la discrétisation des microstructures complexes, y compris les maillages conformes et non conformes en utilisant une projection uniforme de maille dans le matériau hétérogène, ainsi que des mailles cubiques avec une augmentation du nombre de points d'intégration [19].

Dans le cas particulier d'un béton auto-plaçant, qui est le matériau étudié dans ce travail, la fluidité importante du mortier (à cause d'un volume plus élevé de pâte de ciment) provoque un risque de ségrégation par rapport au béton classique, c'est-à-dire une séparation entre la phase de mise en suspension et les granulats grossiers. Ceci peut influencer le comportement mécanique du béton fabriqué [24-26]. Il y a très peu de recherches quantitatives existantes sur l'effet de la ségrégation sur le comportement mésoscopique d'un béton.

Le but des travaux présentés dans cette partie est d'étudier, par la simulation numérique 3D, le comportement mécanique d'un BAP, à l'échelle mésoscopique, vis-à-vis, en premier lieu, de la ségrégation. L'hétérogénéité relative à cette échelle est prise en compte. Ainsi, deux phases sont envisagées dans le modèle : une matrice de mortier et des inclusions correspondant à des gravillons. D'autre part, les effets de la forme des inclusions sont analysés: des granulats roulés (modélisés par des sphères) et des granulats concassés (modélisés par des cellules polygonales de Voronoï), censés être plus représentatifs des granulats réels, sont considérés. Nous utilisons ensuite cette modélisation pour mener la même étude de sensibilité sur le tenseur de perméabilité intrinsèque du



béton en utilisant des maillages éléments finis non conformes et des fonctions de « Level set » pour tenir compte des hétérogénéités.

L'étude du comportement mécanique a été réalisée par le biais de la modélisation de tests quasi-statiques de compression. Un Volume Élémentaire Représentatif du matériau, de dimensions 70×70×70 mm, similaire aux éprouvettes testées expérimentalement, est considéré. Une loi de comportement élasto-plastique endommageable avec adoucissement pour la matrice (mortier), et un comportement élastique pour les inclusions (granulats) sont supposés. Des distributions aléatoires sans chevauchement de granulats de formes sphériques ou complexes pour l'état ségrégré ainsi que non-ségrégré ont été générés avec MATLAB. Les maillages hétérogènes correspondants ont été créés à l'aide de l'algorithme GMSH. Un contact parfait entre les granulats et la matrice (mortier) est supposé. Ce type de contact est celui que l'on peut mettre en évidence pour des granulats calcaires [9]. Les calculs par Éléments Finis sont menés avec le logiciel ABAQUS.

Ce chapitre est organisé de la manière suivante: la partie 2 décrit le dispositif expérimental utilisé pour déterminer les paramètres mécaniques constitutifs du mortier utilisé dans l'étude. La section 3 explique le modèle morphologique du composite 3-phases utilisé pour la description de l'échelle méso. La section 4 explique le modèle de comportement mécanique utilisé pour chaque phase, et la section 5 présente et discute les résultats obtenus par la simulation. Le chapitre se termine par des remarques, des conclusions et des perspectives pour les travaux futurs.

## 2 Matériau et méthodologie expérimentale

Le mortier modélisé dans cette partie est à base de ciment au laitier, ce qui correspond à la composition du BAP à base de CEM III étudié dans cette thèse. La composition est rappelée dans le Tableau 6-1. Il contient du sable S et un rapport eau sur liant (E/L) égal à 0,368.

Tableau 6-1: Formulation du mortier étudié dans ce travail

Constituant	Composition (kg/m <sup>3</sup> )
CEM III/A 52,5L	330
filler calcaire	240
sable (0-0,4 mm)	780
eau	210
superplastifiant	1,8

clinker (%)	laitier (%)	surface spécifique (%)	densité (%)
36	62	4263	298

Un test de compression uniaxiale standard avec un déplacement contrôlé a été effectué sur un échantillon de mortier (Figure 6-1) avec des dimensions de 40x40x40 mm pour obtenir la résistance ultime en compression (UCS), et cela a été utilisé ensuite pour obtenir la courbe contrainte-déformation en compression uniaxiale du modèle CEB-FIP. Ceci permet d'éviter les problèmes habituels associés à l'utilisation du test de compression expérimental pour avoir la courbe contrainte-déformation d'un béton présentant un comportement aussi fragile que celui du matériau de cette étude.

Les granulats utilisés sont calcaires avec un comportement élastique [9]. Les propriétés mécaniques pour les deux (mortier et granulats) sont présentés dans le tableau 5-1, ( $\rho$  = Densité,  $Y$  = le module de Young, UCS = la Résistance à la compression ultime, et  $\nu$  = le coefficient de Poisson). Deux échantillons de béton de taille 70x70x70 mm ont été fabriqués: un échantillon avec une ségrégation modérée des granulats (70% de la hauteur de l'éprouvette de la même fraction volumique granulaire) et l'autre sans ségrégation, afin de démontrer le phénomène de ségrégation, comme représenté sur la Figure 6-2. Enfin, la perméabilité a été mesurée pour le mortier à l'aide de la mesure de la perméabilité au gaz (tableau 5-1) en utilisant le dispositif montré dans la Figure 6-1.



Echantillon  $\phi 110 \times 50$  mm

Figure 6-1: Montage expérimental pour (a) le test de compression uniaxiale sur spécimen de mortier 40x40x40 mm pour obtenir le comportement mécanique et (b) la mesure de la perméabilité aux gaz sur des échantillons de mortier

### 3 Modèle morphologique du béton au niveau méso-échelle

Un modèle morphologique explicite a été développé pour la mésostructure, qui prend en compte le matériau béton comme un matériau composite à trois phases. Ainsi, dans ce matériau, la phase de matrice est constituée par le mortier, tandis que la phase des inclusions représente les granulats ; la troisième phase, qu'on peut ou non considérer, est la zone de transition interfaciale (ITZ) entre la pâte de ciment et les granulats (Figure 6-2).



Figure 6-2: Deux échantillons de BAP de dimensions  $70 \times 70 \times 280$  mm avec et sans ségrégation

Deux types de granulats ont été étudiés ici: d'une part des granulats de forme sphérique et répartis de manière aléatoire respectant la fraction volumique et la granulométrie du BAP étudié et, d'autre part, des granulats de forme polytopique respectant la fraction volumique et aussi proche que possible de la distribution granulométrique souhaitée (Tableau 6-2). Une tessellation de Voronoï 3D a été utilisée.

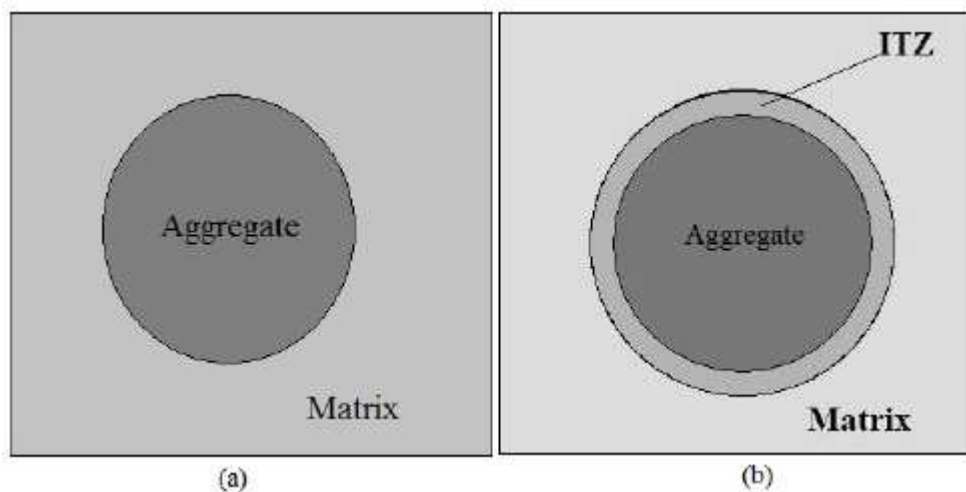


Figure 6-3: (a) modèle de composite deux phases et (b) modèle de composite trois phases

Toutes les mésostructures ont été obtenues en utilisant des algorithmes de modélisation géométrique programmés dans MATLAB [27].

Tableau 6-2: Distribution granulométrique des granulats dans l'échantillon de béton

Tailles	$d_{\text{eff}}$ (mm)	Poids (g)	$V/V_{\text{total}}$
>12.5	13	7	0.002
10-12.5	11.25	335.9	0.0935
8-10	9	389.3	0.1084
5-8	6.5	266	0.0742
< 5	4	1	0.000279

### ■ Granulats sphériques :

Pour les granulats sphériques, nous sommes capables de réaliser une distribution aléatoire de sphères qui respecte exactement à la fois la fraction volumique cible et une granulométrie souhaitée. Les étapes de base suivies par l'algorithme sont les suivantes:

- Transférer la distribution granulométrique en poids dans un vecteur de fractions de volume par rapport au volume total de l'échantillon  $f_v^1 \dots f_v^m$  aux différents diamètres retenus  $d_1 \dots d_m$ .
- Calculer le nombre de sphères  $n_s^i$  de chaque diamètre  $d^i$ ;  $i = 1 \dots m$  et le nombre total de sphères  $N_T = \sum n_s^i$
- Boucle sur le nombre total d'agrégats ( $j = 1 \rightarrow N_T$ ): pour la  $j^{\text{ème}}$  sphère, en utilisant un échantillonnage uniforme sur l'espace total disponible après que(j-1) sphères aient été générées, déterminer élégamment et simplement par la fonction de « level set » l'espace disponible (continuellement mis à jour) :

$$\varphi_{as}^{j-1} = \varphi_{as}^{j-2} \cap \varphi_{j-1} = \varphi_{\text{boundary}} \cap (-\varphi_1 \cap \dots \cap \varphi_{j-1}) \quad [\text{Eq. 6-1}]$$

Générer les coordonnées  $r_c^{-j}$  du centre de la  $j^{\text{ème}}$  sphère de telle sorte que

$$\varphi_{as}^{j-1}(r_c^{-j}) \leq -d^j/2 \quad [\text{Eq. 6-2}]$$

- Générer les maillages tétraédriques en 3D pour chaque phase en utilisant soit GMSH [23] soit la méthode des « Level Sets » et la boîte d'outils Distmesh de MATLAB [24] (jusqu'à 10 fois plus lentes et de qualité inférieure en général, mais souple et facile à manipuler).

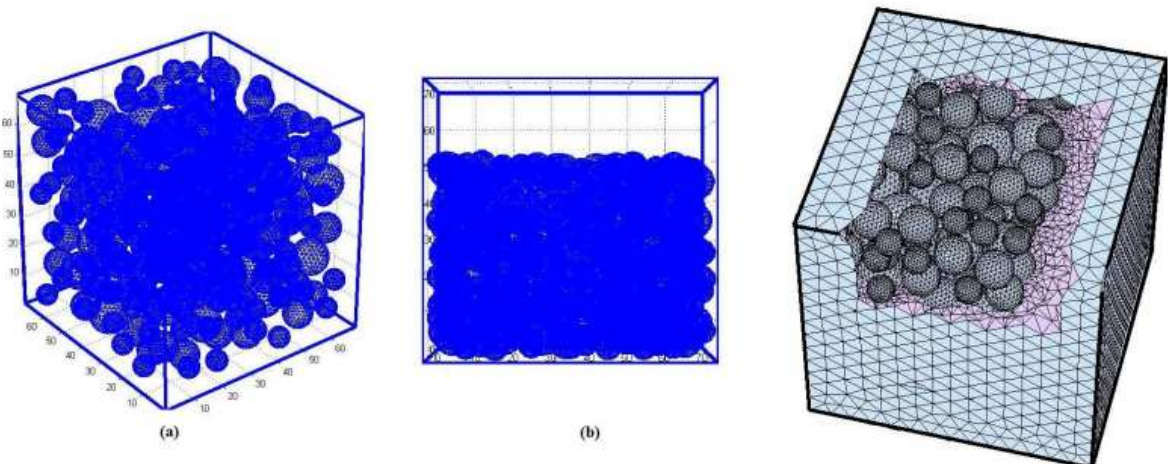


Figure 6-4: Mésostructures avec des granulats sphériques distribués aléatoirement dans une éprouvette en béton de dimensions 70×70×70 mm (a) sans et (b) avec 25% de ségrégation et (c) maillage EF tétraédrique pour les granulats sphériques dans l'échantillon de dimensions 70×70×70 mm après ségrégation

En outre, l'effet de la ségrégation des granulats, a été pris en compte de la même façon dans le modèle méso comme on peut le voir sur la Figure 6-4. La Figure 6-4c montre le maillage éléments finis généré pour la mésostructure avec des granulats sphériques.

Une illustration 2D de l'algorithme est présentée dans la Figure 6-5 pour les deux premières itérations.

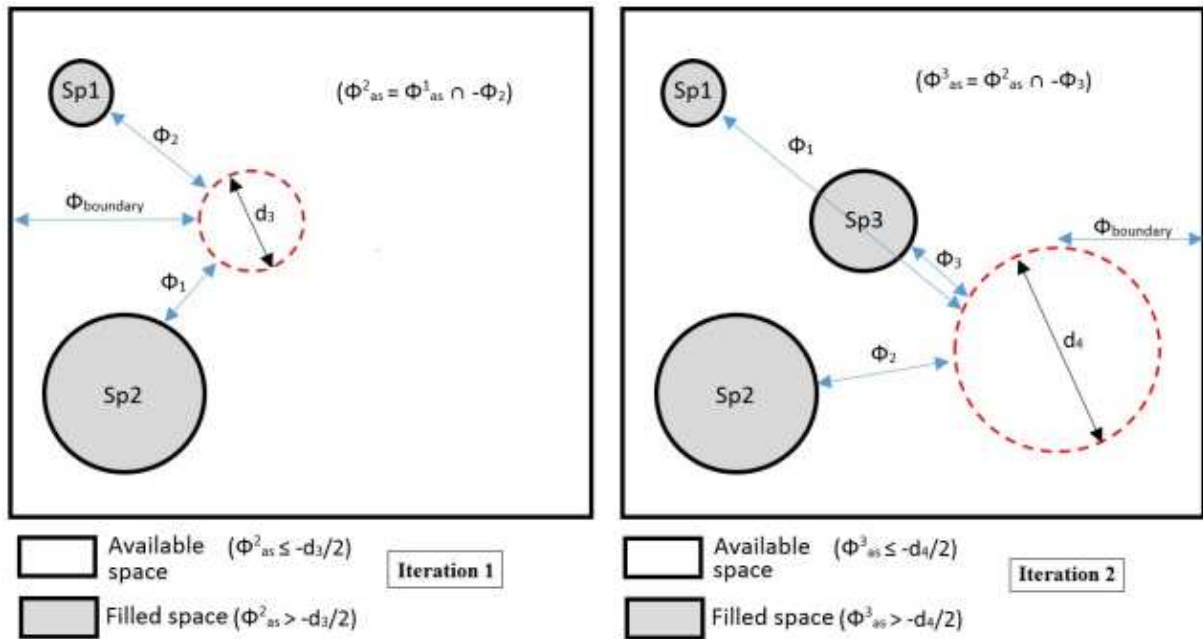


Figure 6-5: Illustration de l'algorithme de génération de grains sphériques en utilisant les level sets en 2D

Sans ségrégation, l'algorithme de génération des grains permet d'atteindre, dans un échantillon cubique de  $70 \times 70 \times 70 \text{ mm}^3$ , une fraction volumique de 27% en 25 secondes de temps CPU en utilisant MATLAB sur un ordinateur portable HP avec un processeur I5-4310U Intel Core à 2 GHz et 8 Go de RAM. Dans le cas des granulates sphériques ségrégés avec une fraction volumique de 25%, cependant, le même algorithme nécessite 27 heures sur la même machine pour obtenir la fraction volumique cible de 27% et pour satisfaire la distribution granulométrique choisie.

#### ■ Granulates polytopiques

Les granulates polytopiques, dans ce travail, ont été générés en utilisant l'approche résumée ci-dessous que nous appelons « partition de Voronoï explosée ». Une version simple 2D de cet algorithme est illustrée à la Figure 6-6. L'idée de base est la suivante:

1. Commencer avec un bloc solide de matériau ayant le volume exigé.
2. Eclater ce bloc en utilisant une mosaïque de Voronoï générée de façon aléatoire pour générer une série aléatoire de polytopes 3D non-concourants.
3. Chaque polytope individuel est lissé. Ce lissage est fondé sur la limitation du nombre de sommets à une valeur pré-déterminée (15 dans ce travail).
4. Si une petite quantité du volume de granulates a été perdu dans l'opération de lissage, revenir à la première étape avec un volume légèrement augmenté.
5. Appliquer un déplacement de corps rigide (une association de translation et de rotation sans déformation) à tous les polytopes afin de remplir le spécimen.
6. Générer les mailles 3D tétraédriques pour chaque phase de la même manière que pour la génération des grains sphériques.



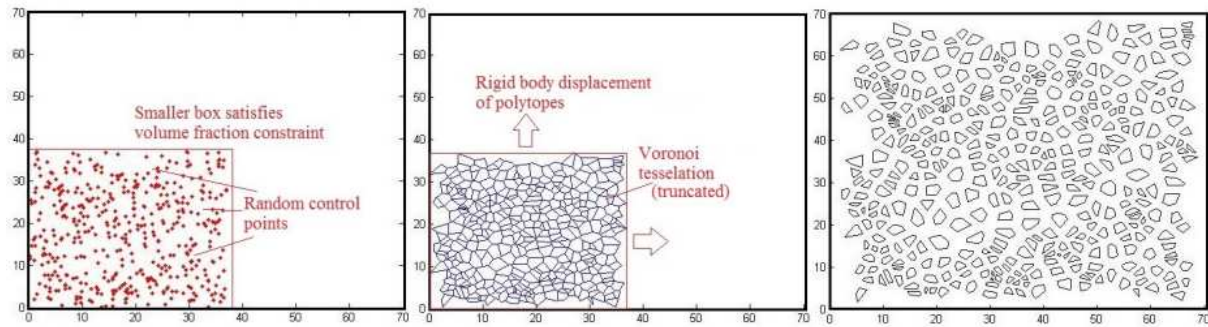


Figure 6-6: Illustration de la mosaïque de Voronoï explosée en 2D

Les mésostructures typiques obtenues sont présentées dans la Figure 6-7. Le maillage Eléments Finis correspondant aux deux phases ainsi que la phase ITZ de 200 $\mu$ m d'épaisseur est représenté sur la Figure 6-8. La fraction volumique est parfaitement satisfaite et il n'y a pas de limite maximale dans le volume granulaire pouvant être généré. Toutefois, L'inconvénient de la méthode est de ne pas pouvoir contrôler la granulométrie cible (Figure 6-7c).

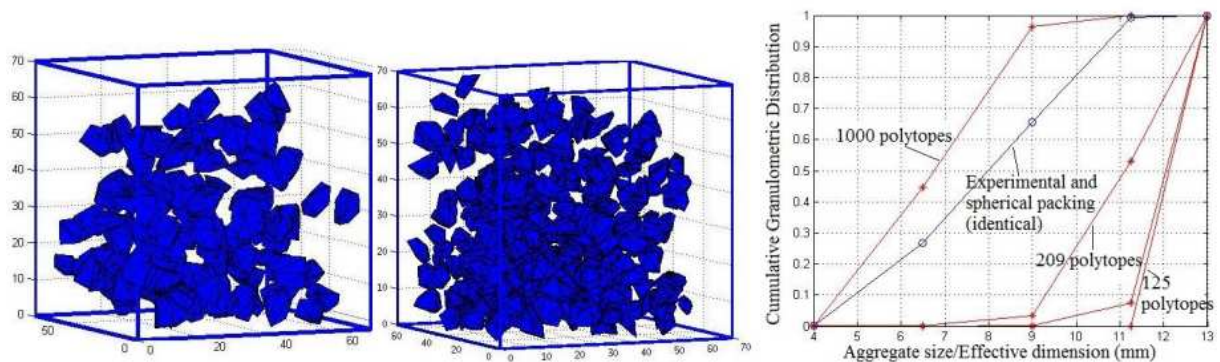


Figure 6-7: (a) mesostructures avec des granules polytopiques distribués aléatoirement dans l'échantillon de dimensions 70x70x70mm (2 différentes fractions volumiques et les distributions granulométriques) et (b) les distributions granulométriques pour la même fraction volumique granulaire (pour différents nombres de polytopes) par rapport à celle obtenue avec les sphères et la distribution cible.

Une solution possible pour ce problème est l'application d'un algorithme d'optimisation dédié pour contrôler le nombre et la localisation des points de maillage par approximation et donc la granulométrie finale. Il s'agit d'un travail en cours. Cela dit, l'avantage évident sur ce point est une représentation réaliste de la forme des granulats.

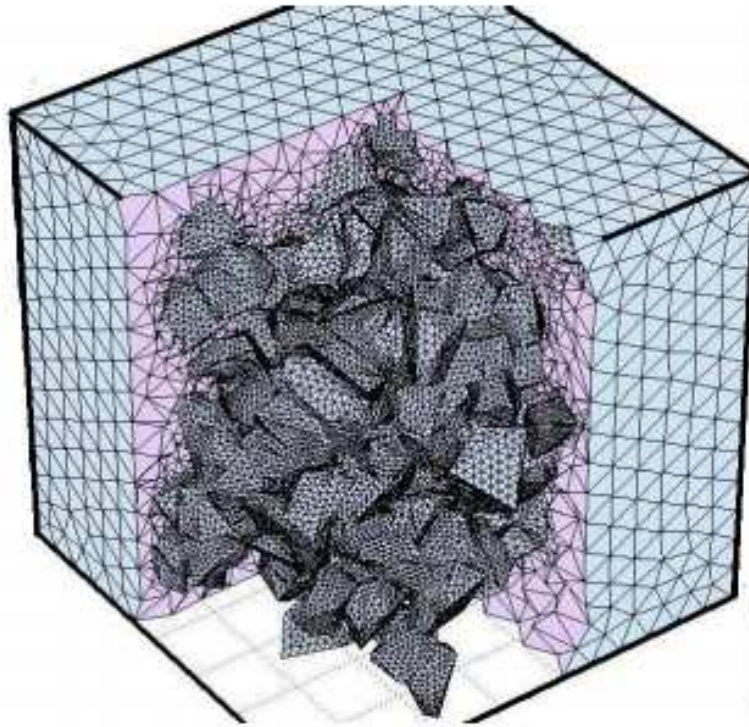


Figure 6-8: Maillage avec des éléments finis tétraédriques pour l'échantillon de béton avec des granulats polytopiques générés par une mosaïque de Voronoï éclatée

## 4 Modèles constitutifs

### 4.1 Phase I: mortier

#### Comportement mécanique

Le modèle « Concrete Damage Plasticity » (CDP) est un modèle constitutif général qui a été utilisé dans notre calcul. Le modèle endommagement défini par Kachanov [25] et développé par Rabotnov [26] et d'autres [27] est basé sur la réduction de module de young pour une notion endommagé introduit pour en conjonction avec un critère de plastification. Il a été utilisé dans ce travail pour décrire le comportement mécanique élasto-plastique endommageable de la phase de mortier. Ce modèle utilise le concept d'élasticité endommagée isotrope en combinaison avec une plasticité en compression pour représenter le comportement inélastique du mortier. Dans ce modèle, le mode principal de rupture pour une charge de compression est l'écrasement alors que l'ouverture de la fissure est le mode principal de rupture en traction. L'équation constitutive du comportement du mortier avec l'endommagement scalaire isotrope  $d$  prend la forme suivante:

$$\sigma = (1 - d)D_0 : (\varepsilon - \varepsilon_0) = (1 - d)\bar{\sigma} \quad [\text{Eq. 6-3}]$$

Où  $\bar{\sigma}$  est le tenseur de contrainte effectif.

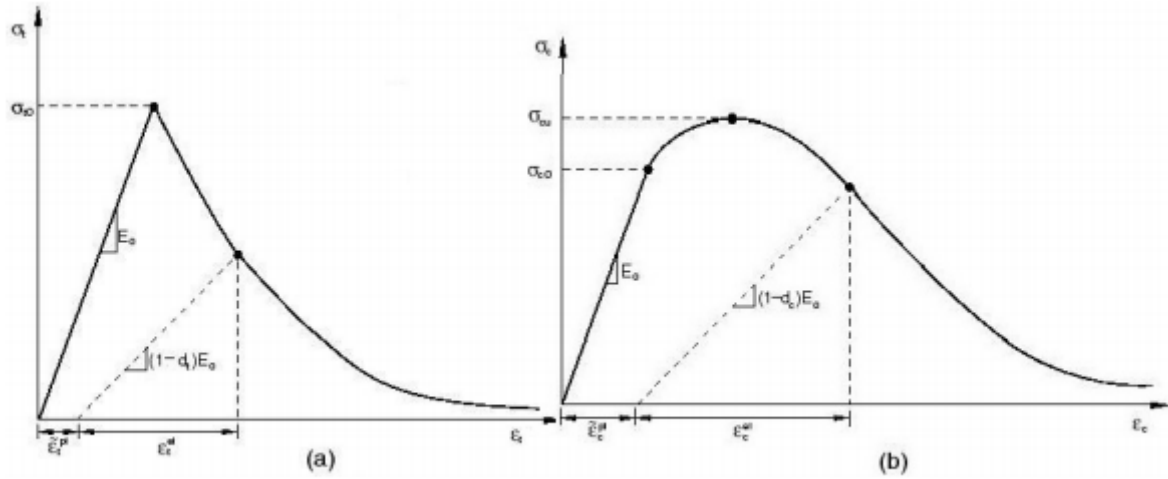


Figure 6-9: Comportement constitutif du mortier sous une charge de traction uniaxiale (a) et sous une charge compression uniaxiale (b).

La variable scalaire (isotrope) d'endommagement ( $d = d_t$  en traction et  $d = d_c$  en compression) est liée à la déformation plastique équivalente et au tenseur de contrainte effectif:

$$d = d(\bar{\sigma}, \varepsilon^{pl}) \quad [\text{Eq. 6-4}]$$

Aussi, les états d'endommagement en traction et en compression sont caractérisés indépendamment par les déformations plastiques équivalentes,  $\varepsilon_t^{pl}$  et  $\varepsilon_c^{pl}$  respectivement. En termes de contraintes effectives, la fonction de charge prend la forme suivante:

$$F(\bar{\sigma}, \varepsilon^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\varepsilon^{pl})\hat{\sigma}_{max} + \gamma\hat{\sigma}_{max}) - \bar{\sigma}_c(\varepsilon^{pl}) \quad [\text{Eq. 6-5}]$$

La rupture par la propagation de la fissure (en traction) et/ou par écrasement (en compression) est représentée par l'augmentation des valeurs de  $\varepsilon_t^{pl}$  et  $\varepsilon_c^{pl}$  respectivement, qui contrôlent l'évolution de la surface de charge ainsi que la dégradation de la rigidité élastique du mortier. Le modèle d'endommagement plastique du béton suppose un potentiel d'écoulement plastique non associé. Quatre paramètres permettent d'identifier la forme du potentiel d'écoulement plastique et la surface de charge. Le modèle de Drucker-Prager est utilisé pour le potentiel d'écoulement plastique:

$$\sqrt{(R_c - mR_t \tan\beta)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \cdot \tan\beta \quad [\text{Eq. 6-6}]$$

Où  $R_t$  et  $R_c$  sont respectivement les résistances en traction et en compression uniaxiales du béton.  $\beta$  est l'angle de dilatance mesuré dans le plan de p-q pour de hautes pressions de confinement, m est une excentricité de la surface de potentiel plastique,

$$\bar{p} = -\frac{1}{3} \text{trace}(\bar{\sigma}) \quad [\text{Eq. 6-7}]$$



$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2}(\bar{\sigma} + \bar{p}) : (\bar{\sigma} + \bar{p})^2} \quad [\text{Eq. 6-8}]$$

Comme décrit dans la deuxième partie, la résistance ultime à la compression  $R_c$  a été obtenue expérimentalement pour le mortier. La résistance à la traction directe  $R_t$  a été déduite à partir de  $R_c$  en utilisant le modèle CEB-FIP, et des valeurs standards ont été prises pour  $\beta$  et  $m$  dans ce travail :  $\beta = 35^\circ$  et  $m = 0.1$ . En outre, ABAQUS utilise une formulation destinée à atténuer la dépendance au maillage des résultats, phénomène qui peut se poser en raison de la localisation des déformations. Cela nécessite la définition explicite d'une longueur caractéristique, sur la base de la géométrie de l'élément et associée au point d'intégration. Par ailleurs, la définition de la contrainte de traction post-pic du matériau en fonction du déplacement de fissuration local est demandée. Une telle définition est celle utilisée dans le modèle CEB-FIP.

#### Estimation numérique du tenseur macroscopique de la perméabilité

Afin de calculer le tenseur de perméabilité  $\bar{K}$  d'une manière inspirée par [28], nous avons représenté l'échantillon (mortier et granulats) par un "modèle de réseau" en utilisant une série de cylindres reliés avec un diamètre identique  $d_f$ . Ces cylindres ont été obtenus à partir d'un maillage tétraédrique non conforme développé sans tenir compte des hétérogénéités, puis en reliant les centres des éléments tétraédriques par une triangulation de Delaunay, comme on le voit sur la Figure 6-10.

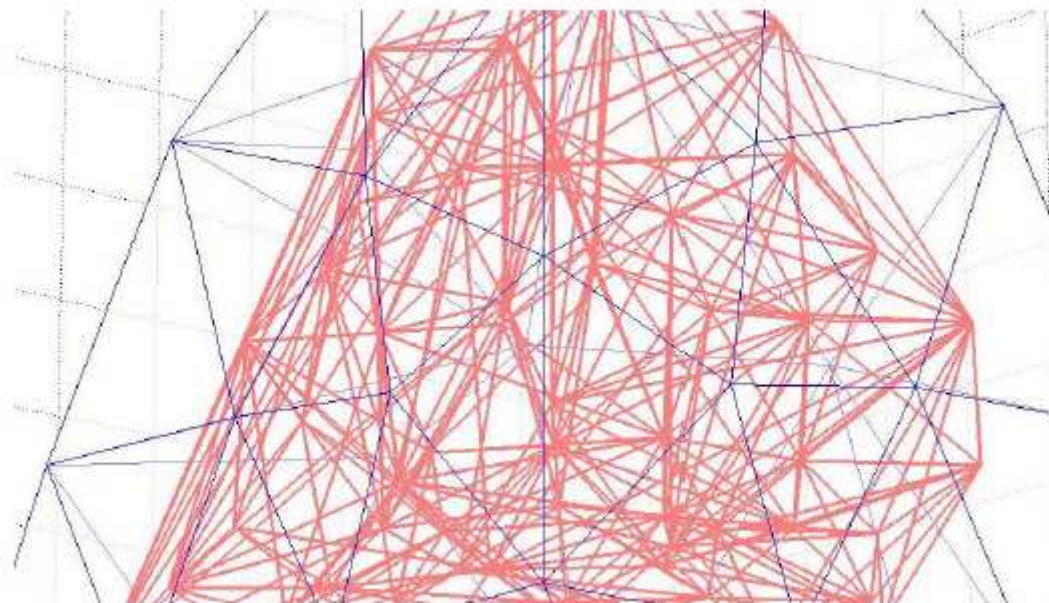


Figure 6-10: Cylindres reliant les centres des éléments par une triangulation de Delaunay.

La perméabilité directionnelle  $K_v$  du  $v^{\text{ème}}$  cylindre de longueur  $L_f$  (qui varie dans la phase mortier en fonction de la taille des éléments) et incliné d'angles  $\theta$  et  $\varphi$  (Figure 6-11) peut être obtenue par la formule de Poiseuille pour un écoulement 1D:

$$k^v = K_{mor}^{in} \bar{e}_v \times \bar{e}_v = k_{ij}^v(\theta, \varphi) \bar{e}_i \times \bar{e}_j \text{ où } k_{ij}^v(\theta, \varphi) = \quad [\text{Eq. 6-9}]$$

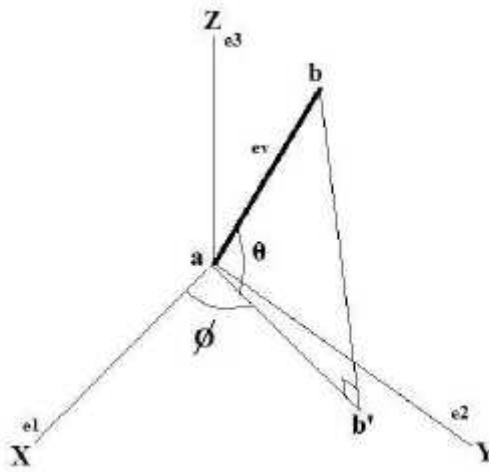


Figure 6-11: Angles d'orientation  $\vartheta$  et  $\varphi$  pour le  $v^{\text{ème}}$  cylindre

$$\begin{bmatrix} \cos^2(\theta)\cos^2(\varphi) & \cos^2(\theta)\cos(\varphi) & -\frac{1}{2}\sin(2\theta)\cos(\varphi) \\ \cos^2(\theta)\cos(\varphi) & \cos^2(\theta)\sin^2(\varphi) & -\frac{1}{2}\sin(\theta)\sin(2\varphi) \\ -\frac{1}{2}\sin(2\theta)\cos(\varphi) & -\frac{1}{2}\sin(\theta)\cos(2\varphi) & \sin^2(\theta) \end{bmatrix}$$

La percolation de chaque cylindre est ensuite prise en compte en vérifiant la localisation de ses extrémités à l'aide des fonctions de Level set [29, 30] de la forme des granulats (polytopique ou sphérique) dans la mésostructure, afin d'associer le cylindre considéré soit à la perméabilité intrinsèque du mortier soit à celle des agrégats. La perméabilité macroscopique est alors obtenue par l'assemblage des perméabilités intrinsèques de tous les éléments.

## 4.2 Phase II: Granulats

Les granules dans le béton ont des origines diverses: siliceux, calcaires, plastiques, etc. Selon le type de granulat, différentes conditions de contact entre la matrice et les inclusions apparaissent. Les granules calcaires peuvent être supposés avoir un contact parfait avec le mortier environnant [8]. Les granules plastiques auront un contact glissant sans frottement avec le mortier. Dans tous les cas, on peut supposer un comportement élastique linéaire fragile pour les granules dans le modèle mécanique. Les granules peuvent également être supposés avoir une porosité négligeable et donc une perméabilité très faible.

## 4.3 Phase III: zone de transition interfaciale

Dans le cas le plus général, nous devons considérer l'effet d'une troisième phase, appelée ITZ. Celle-ci peut être vue comme une prolongation de la phase de mortier assurant la liaison avec les granules. Dans cette étude, l'ITZ est supposé en avoir aucune influence sur le comportement global en compression de l'échantillon de béton [8, 31] ou sur les propriétés de transport homogénéisées [31].

## 5 Résultats et discussions

### 5.1 Comportement mécanique

Les résultats des tests simulés de compression uniaxiale quasi-statique pour un échantillon de BAP de dimensions  $70 \times 70 \times 70$  mm avec différentes fractions volumiques de granulats, et deux formes différentes, sont présentés ci-dessous. Au total, six essais virtuels ont été effectués : 4 avec des VER contenant 20%, 22%, 25% et 27% en volume de granulats polytopiques, et 2 avec un VER contenant des granulats sphériques (27% en volume) avec et sans ségrégation. Des éléments tétraédriques avec des mailles identiques à celles des Figures 6-4c et 6-8 ont été utilisés. Le test de compression en déplacement imposé a été contrôlé à une vitesse de  $0,1875 \mu\text{m/sec}$  ( $\dot{\epsilon} = 2.7 \times 10^{-6} \text{s}^{-1}$ ) et a été réalisé jusqu'à rupture ou jusqu'à une distorsion excessive d'un élément (qui a eu lieu dans deux essais virtuels).

#### 5.1.1 Effet de la ségrégation des granulats

L'effet d'une ségrégation modérée des granulats sur 70% de la hauteur est le premier effet modélisé, utilisant les mésostructures montrées à la Figure 6-4, et en utilisant des inclusions sphériques (agrégats arrondis). Les résultats sont présentés dans la Figure 6-12.

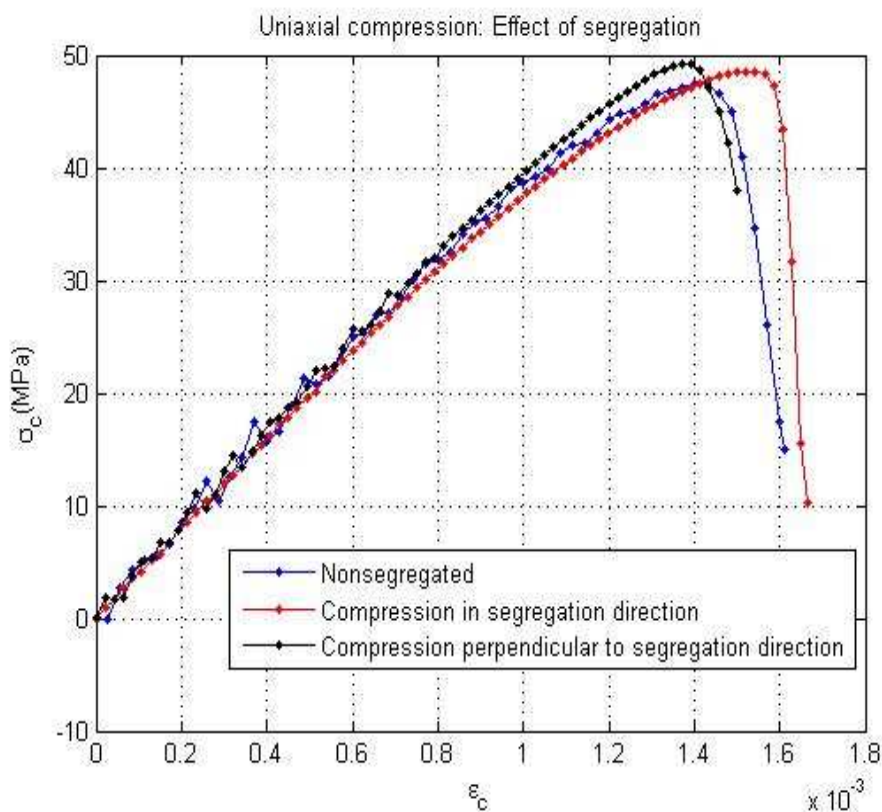


Figure 6-12: Effet de la ségrégation des granulats sur le comportement en compression lors d'un essai virtuel de compression uniaxiale sur un échantillon de dimensions  $70 \times 70 \times 70$  mm avec une fraction volumique totale de 27%.

Les Figures 6-13 et 6-14 montrent des cartographies de la déformation principale maximale dans l'échantillon ségrégué lors de l'essai de compression uniaxial, avec une sollicitation le long ou perpendiculairement à la direction de la ségrégation. On voit que lorsque le VER est comprimé perpendiculairement à la direction de la ségrégation, la déformation principale maximale se localise

dans la zone de l'échantillon contenant les granulats. Les figures montrent que lorsque la sollicitation s'exerce dans la direction de la ségrégation, le composite ségrégué se comporte comme une combinaison de deux matériaux, l'un avec un tenseur élastique  $\bar{\bar{D}}_m$  (correspondant au mortier pur) et le deuxième correspondant à un composite non-ségrégé avec un tenseur élastique homogénéisé  $\bar{\bar{D}}_c$ , connectés en séries. Dans le cas d'une compression perpendiculaire à la direction de la ségrégation, le VER se comporte plus comme un composite avec les mêmes matériaux avec  $\bar{\bar{D}}_m$  et  $\bar{\bar{D}}_c$ , mais connectés en parallèle. Le tenseur élastique homogénéisé pour le cas du composite non-ségrégé,  $\bar{\bar{D}}_c$  peut être obtenu par la méthode d'homogénéisation de Mori-Tanaka en utilisant le tenseur d'Eshelby, comme détaillé dans l'annexe de ce chapitre. En utilisant l'approche de Mori-Tanaka, nous obtenons les modules élastiques suivants en compression pour l'échantillon ségrégué  $70 \times 70 \times 70$  mm avec une fraction volumique de 27% (cependant la fraction volumique dans la zone ségréguée est de 38.6%), et en gardant les modules de Young de la phase mortier et des granulats égaux respectivement à  $Y_m = 31.2$  GPa et  $Y_a = 80$  GPa:

1. Module de Young homogénéisé de la zone contenant des granulats (par Mori-Tanaka): 43,9 GPa
2. Module de Young de l'échantillon lors de la compression dans la direction de ségrégation (matériaux en séries) (Figure 6-14) = 39.1 GPa
3. Module de Young de l'éprouvette lors de la compression perpendiculaire à la direction de séparation (matériaux en parallèle) (Figure 6-13) = 40.1 GPa.

En comparant ces valeurs avec les courbes de la Figure 6-12, pour lesquelles on obtient des valeurs de module de Young de 39.3 GPa et 40.3 GPa respectivement, on trouve des résultats presque identiques aux valeurs obtenues en utilisant l'approche d'homogénéisation. Les deux modèles avec des raideurs en série et en parallèle en utilisant les modules homogénéisés de Mori Tanaka montre la légère augmentation de la rigidité de l'échantillon lors de la compression perpendiculaire à la direction de ségrégation.

Le grand avantage de la modélisation et de la simulation mesoscopique réside dans le fait que nous obtenons des informations complètes, y compris l'UCS, la déformation au pic de la courbe de contrainte-déformation, le comportement post-pic de l'échantillon ainsi qu'une carte détaillée de la déformation et des variables d'endommagement

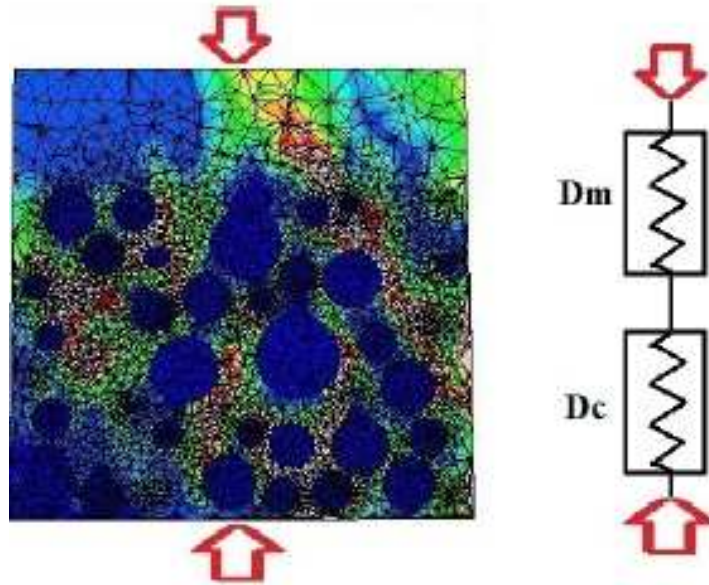


Figure 6-13: Cartographie de la déformation principale maximale à l'intérieur de l'échantillon de béton de dimensions  $70 \times 70 \times 70$  mm lors d'un essai de compression uniaxiale virtuel mené dans la direction de la ségrégation

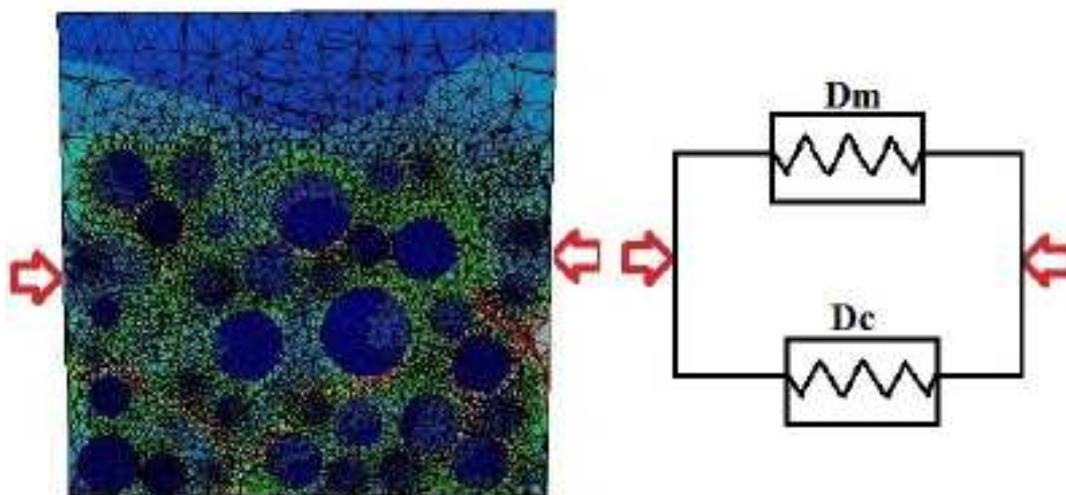


Figure 6-14: Cartographie de la déformation principale maximale à l'intérieur de l'échantillon de béton de dimensions  $70 \times 70 \times 70$  mm lors d'un essai de compression uniaxiale virtuel mené dans la direction perpendiculaire à la ségrégation

### 5.1.2 Effet de la forme des granulats

On compare ici les performances mécaniques d'un VER de béton contenant 27% de granulats sphériques (arrondis) avec celles d'un VER contenant la même fraction granulaire de granulats polytopiques. Les résultats sont présentés sur la Figure 6-15. Ces courbes montrent que la forme des granulats semble ne pas avoir d'influence sur la partie élastique (pour la même fraction volumique). Cependant, une différence significative est observée lorsque nous nous approchons du pic et de la région post-pic. Pour la même fraction volumique granulaire, les granulats (polytopiques) angulaires augmentent la résistance à la compression finale du matériau composite, par rapport à l'échantillon avec des granulats arrondis.



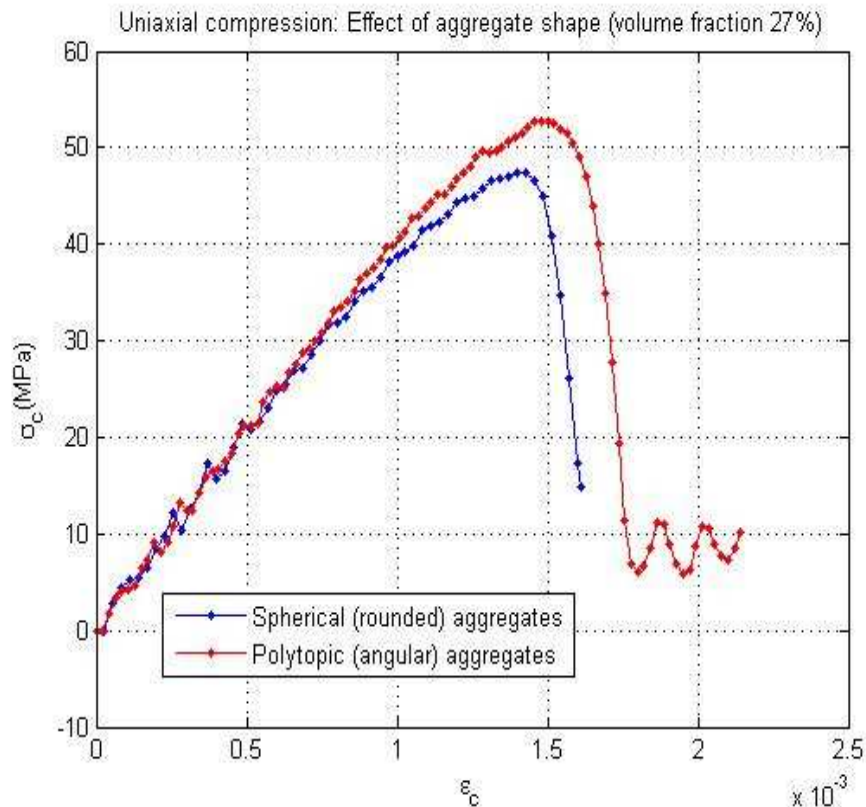


Figure 6-15: Effet de la forme des granulats sur le comportement du béton pendant un essai de compression uniaxiale virtuel mené sur un échantillon de béton de dimensions  $70 \times 70 \times 70$  mm avec des granulats sphérique et polytopiques et avec une fraction volumique de 27%

Cependant, comme mentionné précédemment, les distributions granulométriques, dans les deux cas, ne sont pas les mêmes, ce qui pourrait potentiellement avoir une légère influence sur le comportement en compression. D'autres simulations en utilisant des polytopes avec une distribution granulométrique plus proche de celle des granulats sphériques/arrondis (exactement similaire à la distribution expérimentale) confirmerait ces résultats. Cela dit, nos résultats sont en accord avec ceux obtenus par [8] qui ont trouvé une plus grande résistance à la compression en utilisant des granulats angulaires.

### 5.1.3 Effet de la fraction volumique des granulats

L'effet de la fraction volumique des granulats a été étudié afin d'évaluer l'amélioration /dégradation du comportement mécanique en utilisant des granulats polytopiques à différentes fractions volumiques. Les résultats sont présentés dans la Figure 6-16.

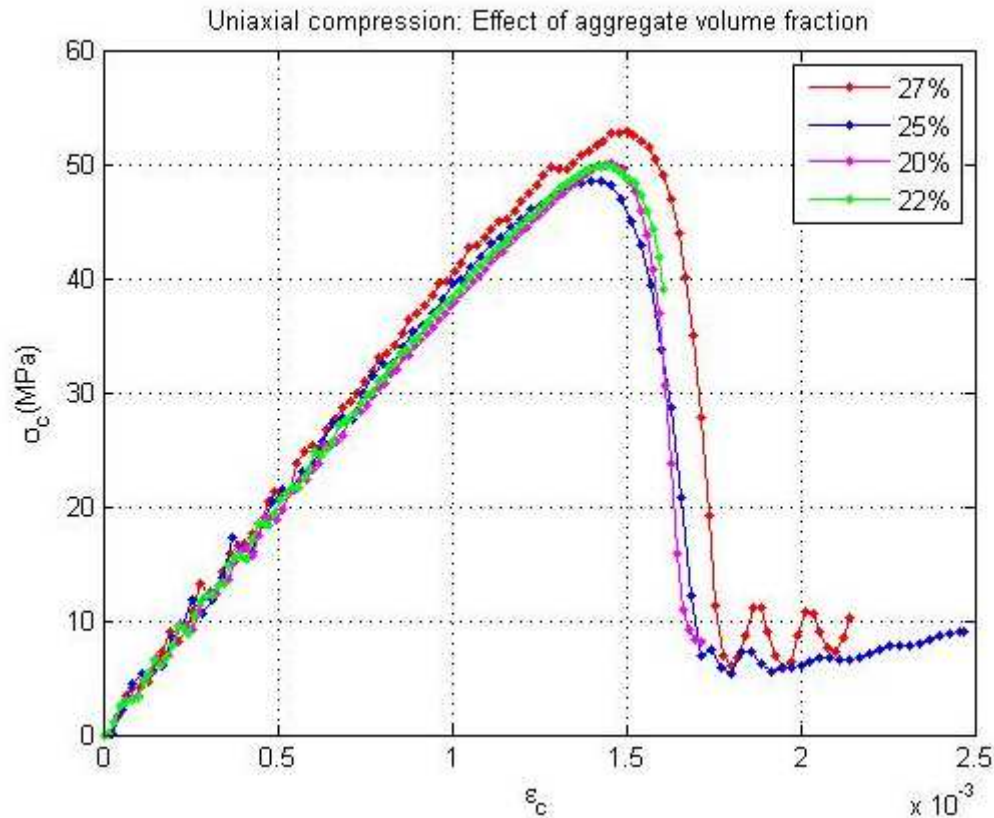


Figure 6-16: Effet de la fraction volumique granulaire sur la résistance à la compression pendant un test de compression uniaxiale virtuel sur un échantillon de béton de dimensions 70×70×70mm en utilisant des granulats polytopiques.

Ces courbes ont été post-traitées pour obtenir les résultats de la résistance à la compression ultime et du module de Young montrés dans la Figure 6-17.

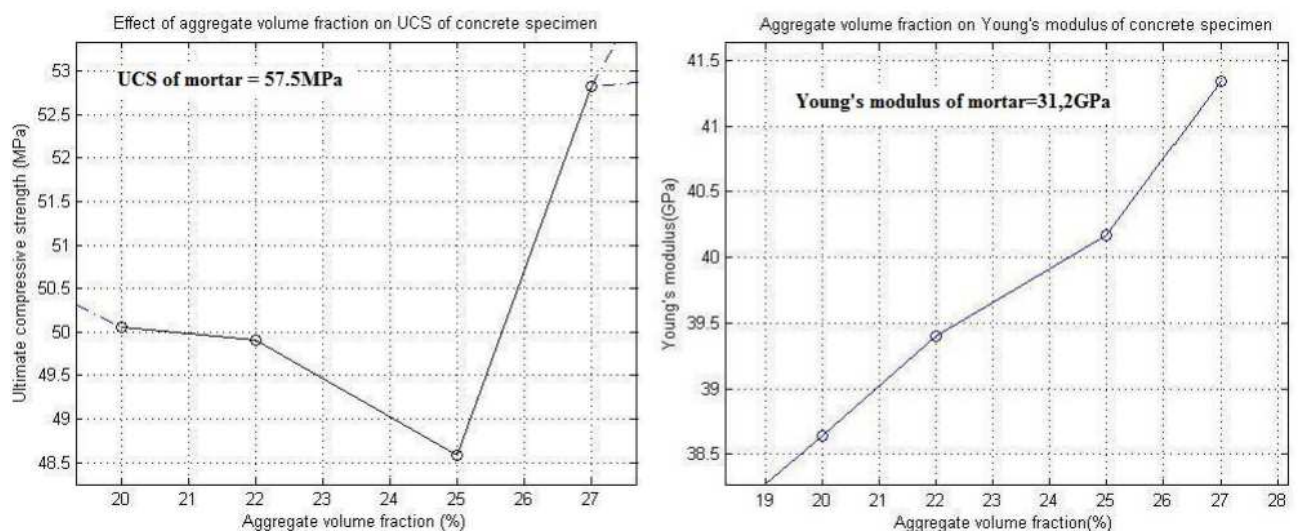


Figure 6-17: Effet de la fraction volumique des granulats sur le module de Young et sur la résistance à la compression ultime en supposant des granulats polytopiques

Comme prévu à partir d'observations expérimentales faites dans la littérature (par exemple [36]), le module de Young augmente de façon presque linéaire avec la fraction granulaire puisque les granulats ont une rigidité plus élevée que celle du mortier. Nous prévoyons une UCS réduite avec

l'augmentation de la fraction volumique des granulats et cela est effectivement le cas jusqu'à une fraction volumique de l'ordre de 25%. Au-delà de ce pourcentage, l'UCS semble s'améliorer.

Dans ce travail, nous avons également testé une fraction volumique de 30%, mais nous avons eu des problèmes de convergence liés à une distorsion excessive du maillage à proximité du pic de la courbe force-déplacement. Nous n'avons pas pu déterminer avec précision la résistance à la compression, cependant, la dernière valeur de contrainte obtenue par la simulation était plus élevée que 51,5 MPa, qui confirme que nous avons un minimum de l'UCS à 25% de fraction volumique. Un résultat similaire a été obtenu expérimentalement par [37], étude dans laquelle l'UCS semblait atteindre une valeur minimale pour certaines fractions volumiques.

Ce résultat nécessiterait d'être confirmé par une analyse statistique. Une telle analyse sera présentée dans le chapitre suivant ; on y montre en particulier que les simulations menées avec différents tirages de granulats conduisent à des résultats très similaires.

## 5.2 Propriétés de transport: la perméabilité

En utilisant la méthode détaillée précédemment, la perméabilité de l'échantillon a été calculée par l'assemblage des contributions individuelles du réseau de cylindres. Deux types de granulats ont été considérés: des granulats avec une perméabilité intrinsèque nulle, et des granulats ayant une perméabilité intrinsèque égale à 1% de celle du mortier. Un maillage non conforme a été utilisé pour maintenir le même maillage et la même taille de maillage pour les différentes simulations. Les contributions individuelles différentes du mortier et des granulats ont été prises en compte par la méthode des « level sets » pour la somme totale de granulats du modèle morphologique.

Dans tous les cas, il a été vérifié que le tenseur de perméabilité macroscopique de l'échantillon était diagonal avec la même valeur de perméabilité dans toutes les directions : en d'autres termes, la perméabilité est isotrope. Les valeurs représentées ci-dessous sont alors simplement cette valeur isotrope divisée par la perméabilité intrinsèque du même spécimen sans granulats, c'est-à-dire 100% du mortier. Par exemple, à 27% en volume global, le tenseur de perméabilité  $\bar{\bar{K}}$  et la matrice associée  $K$  sont les suivantes (I étant le tenseur identité):

$$\bar{\bar{K}} = K_{mor}^{in} \begin{bmatrix} 0.7297 & 0.0001 & 0.0002 \\ 0.0002 & 0.7291 & 0.0001 \\ 0.0001 & 0.0001 & 0.7294 \end{bmatrix}$$

$$K = k_{ij} \bar{e}_i \times \bar{e}_j = 0.7295 \times 10^{-16} I$$

$K_{mor}^{in}$  est la perméabilité intrinsèque du mortier =  $10^{-16} \text{ m}^2$ . Pour la même fraction volumique mais avec des granulats ségrégés, le tenseur de perméabilité est diagonal et presque identique à celui de l'échantillon non ségrégé, avec la même fraction volumique de granulats. La différence des valeurs sur la diagonale est trop petite pour qu'on puisse conclure sur un comportement de transport anisotrope, car cette différence pourrait simplement être due à l'erreur de calcul numérique.



### 5.2.1 Effet de la forme des granulats et de leur perméabilité

La Figure 6-18a montre que, pour une même fraction volumique granulaire, l'échantillon avec les granulats arrondis semble avoir une perméabilité légèrement supérieure à celle de l'échantillon avec des granulats polytopiques. La différence n'est toutefois pas significative. Comme mis en évidence par ces courbes, une augmentation de la fraction volumique granulaire conduit à une diminution de la perméabilité macroscopique. La perméabilité intrinsèque des granulats a une influence sur les valeurs comme on le voit dans la Figure 6-18b.

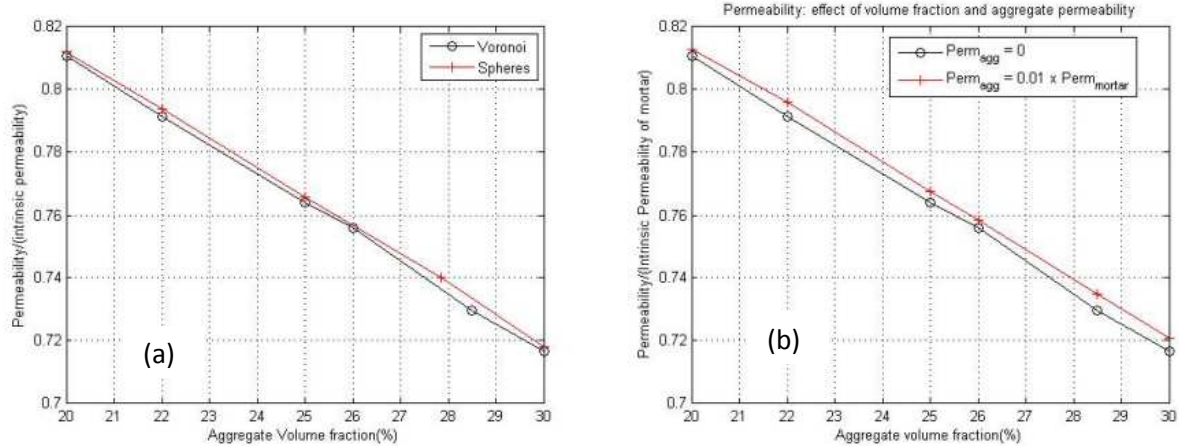


Figure 6-18: Effet de la forme des granulats et de la fraction volumique granulaire sur la perméabilité d'un échantillon de béton de dimensions 70×70×70 mm (b) Effet de la perméabilité des granulats pour différentes fractions volumiques granulaires.

### 5.2.2 Indépendance au maillage

Enfin, étant donné que nous avons utilisé un maillage non conforme pour générer le réseau de cylindres triangulés, nous sommes en mesure d'augmenter la taille des mailles pour vérifier la convergence de la perméabilité calculée (par rapport à celle du mortier), comme cela est montré dans la Figure 6-19.

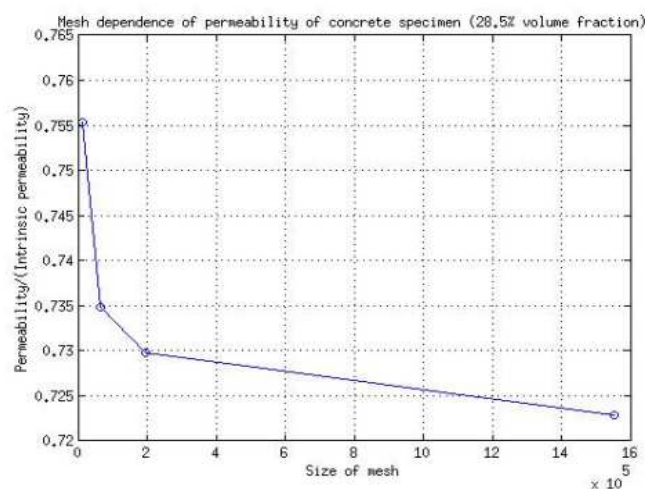


Figure 6-19: Convergence de la perméabilité calculée avec différentes tailles de maille pour un échantillon de béton de dimensions 70 × 70 × 70 mm avec une fraction volumique de 28,5%.

### 5.3 Remarques générales

La modélisation à l'échelle mésoscopique nous donne généralement des informations plus complètes sur le comportement des matériaux hétérogènes en comparaison avec des modèles purement macroscopiques qui utilisent des propriétés mécaniques et de transport homogénéisées. Dans les sections précédentes, un modèle morphologique réaliste 3D simulant un matériau composite granulaire a été utilisé pour mener une série de tests virtuels sur un échantillon de béton autoplaçant, afin de caractériser à la fois son comportement mécanique sous charge quasi-statique ainsi que ses propriétés de transport, en tenant compte de l'effet de la forme, de la fraction volumique et de la ségrégation des inclusions (granulats grossiers).

Alors que la gamme d'applications d'un tel modèle est potentiellement vaste, une extension évidente concerne le couplage endommagement-perméabilité et est présentée dans les sections suivantes.

## 6 Motivation pour étudier le couplage endommagement-transport

La littérature corrobore ainsi les observations expérimentales montrant que l'endommagement, ou en d'autres termes l'apparition et la propagation de micro- et macro-fissures, conduisait à une augmentation de la valeur des propriétés de transport d'un matériau cimentaire.

L'étude expérimentale de l'effet de l'endommagement sur la perméabilité après chargement d'une éprouvette en béton est très coûteuse et nécessite beaucoup de temps. C'est là où la simulation peut faire la différence, dès lors que des modèles de comportement des matériaux suffisamment précis ont été établis. En utilisant les outils numériques avancés disponibles aujourd'hui, on pourrait limiter considérablement le temps, les efforts et l'argent nécessaires pour une étude expérimentale complète, avec les instrumentations adéquates.

En plus des études expérimentales présentées ci-dessus, la littérature contient quelques études basées sur la simulation du couplage endommagement-perméabilité dans les matériaux cimentaires [39]. [40] a utilisé un modèle de réseau discret pour obtenir ce couplage. Cependant, la plupart des études de modélisation concernent généralement la perméabilité intrinsèque endommagée pour un matériau homogène et ne prend pas en compte l'hétérogénéité du matériau composite qu'est le béton. A notre connaissance, il y a un manque dans la littérature internationale sur la modélisation du couplage de l'endommagement et de la déformation avec la perméabilité d'un béton contenant de multiples phases. C'est pourtant une approche qui mérite d'être retenue, puisque considérer explicitement l'hétérogénéité du matériau permet de simuler avec plus de précision l'apparition et la propagation de l'endommagement.

Nous nous proposons dans cette partie du travail d'étudier, par le biais de la modélisation mésoscopique présentée dans le chapitre précédent, l'effet de l'endommagement mécanique sur les propriétés de transport du béton auto-plaçant.

Un modèle morphologique explicite a déjà été développé pour représenter un béton à l'échelle méso, en prenant en compte le matériau comme un composite bi- ou tri-phasique : ainsi, comme vu précédemment : dans ce matériau la phase de matrice est constituée de mortier, tandis que la phase des inclusions est constituée par des granulats. La troisième phase que nous pouvons considérer est la zone de transition interfaciale (ITZ). Dans ce travail, l'auréole de transition n'a pas été prise en compte. Des conditions de contact variables existent entre les deux phases.

Grâce à ce travail précédent, nous avons procédé à une génération aléatoire de sphères conformes à la fraction volumique et la granulométrie souhaitée qui représente les granulats roulés. L'éprouvette de béton considérée a les mêmes dimensions que celle utilisée dans la campagne d'essais présentée dans le chapitre 3 : le diamètre est de 110 mm et la hauteur de 50 mm (voir Figure 6-20). Par ailleurs, la composition est donnée dans le Tableau 6-3.

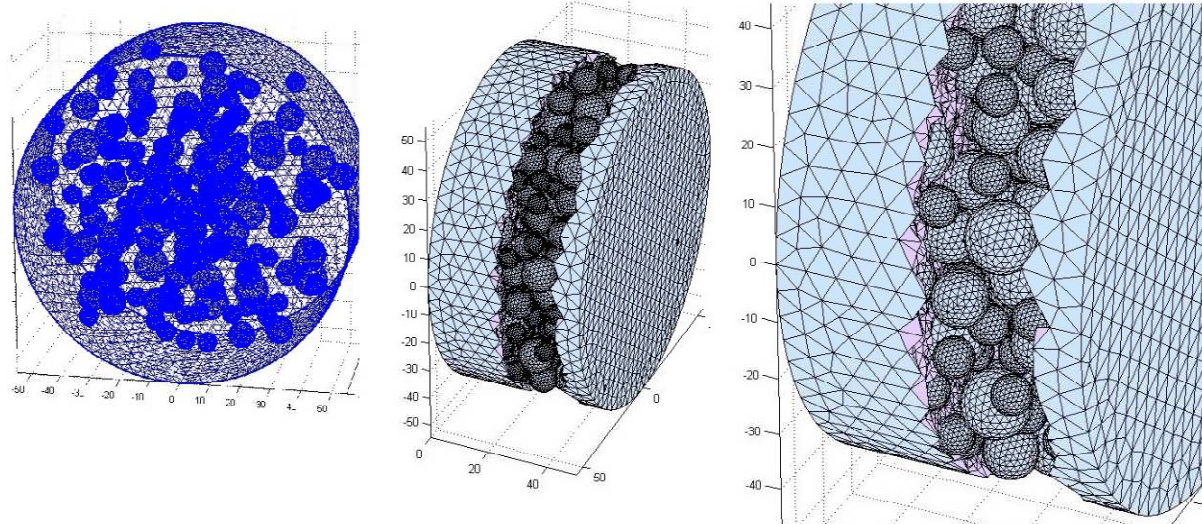


Figure 6-20: Typique maillage d'élément finis avec des éléments tétraédriques pour les spécimens virtuels avec des granulats sphériques

Tableau 6-3: Formulation du mortier étudié dans ce travail

Constituant		Composition (kg/m <sup>3</sup> )
CEM I 52,5N		330
filler calcaire		240
sable (0-0,4 mm)		780
eau		210
superplastifiant		2.5
clinker (%)	surface spécifique (cm <sup>2</sup> /g)	densité (kg/m <sup>3</sup> )
98	3649.9	3150

La courbe granulométrique des plus gros granulats peut être approximée par la répartition donnée dans le Tableau 6-4.

Tableau 6-4: Distribution granulométrique des agrégats dans l'éprouvette modélisée en béton

Tailles	$d_{\text{eff}}$ (mm)	Poids (g)	$V/V_{\text{total}}$
>12.5	13	7	0.002
10-12.5	11.25	335.9	0.0935
8-10	9	389.3	0.1084
5-8	6.5	266	0.0742
< 5	4	1	0.000279

## 6.1 Modèle de comportement mécanique

Dans cette partie du travail, nous allons utiliser, comme précédemment, le modèle de comportement CDP pour représenter le mortier. Les granulats sont considérés comme élastiques. Par ailleurs, la liaison entre ces deux phases est supposée parfaite. Nous ne considérons pas en compte la zone de transition comme une troisième phase, puisque des travaux antérieurs de [42] ont montré qu'elle n'avait pas d'influence sur les propriétés mécaniques et de transport (diffusion ionique) sur les propriétés homogénéisées du composite cimentaire.

Enfin, le calcul de perméabilité se fait par l'intermédiaire d'un maillage, conforme aux granulats, d'un réseau de cylindres. Ce point a également été développé dans la section précédente. Nous considérons ici que la seule phase perméable est le mortier.

## 6.2 Courbe contrainte-déformation. Evolution de l'endommagement

Afin d'identifier l'évolution des propriétés de transport pour un béton ayant subi un chargement mécanique, il est d'abord nécessaire de définir l'évolution des facteurs d'endommagement  $d_c$  et  $d_t$ , requis dans le modèle d'endommagement plastique que nous continuerons à utiliser dans cette partie du travail. Jusqu'à maintenant seules des simulations de tests monotones avaient été réalisées, la définition de ces facteurs d'endommagement n'était donc que optionnelle.

Or, des modèles donnant l'évolution des facteurs d'endommagement en fonction de données expérimentales très limitées, comme seulement la résistance en compression, sont très rares, voire quasi-inexistants dans la littérature. Ces évolutions nécessitent de procéder à des tests mécaniques de compression ou de traction avec plusieurs phases de déchargement.

Les modélisations les plus simples de l'endommagement supposent soit l'absence de déformations plastiques dans le matériau, soit un début d'endommagement uniquement au pic de la courbe de compression uniaxiale. Cependant, les études expérimentales, à la fois dans notre cas mais aussi dans les études relayées dans la littérature internationale, indiquent clairement la présence de microfissures autour de 70-80% de l'UCS. Dans ce travail, nous considérons un seuil d'endommagement pour une déformation totale correspondant à une contrainte égale à 70% de l'UCS. Nous nous proposons d'utiliser par ailleurs le modèle de comportement en compression et en traction proposé par Sima et al. [41], qui permet la définition des courbes uniaxiales et l'évolution de l'endommagement en fonction de trois points seulement :

- la limite élastique ( $\varepsilon_0; f_0$ ),
- le pic de la courbe ( $\varepsilon_c; f'_c$ )
- et un troisième point « opérationnel » ( $\varepsilon_{op}; f_{op}$ ) pour représenter la réponse post-pic

Ainsi dans ce modèle, la relation contrainte-déformation en uniaxial s'écrit :

$$\sigma(\varepsilon \leq \varepsilon_{el}) = Y_m \varepsilon \quad [\text{Eq. 6-10}]$$

$$\sigma(\varepsilon_{el} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_c) = Y_m \left[ \varepsilon_{el}(1 - A_c) + A_c \varepsilon \exp\left(\frac{\varepsilon_{el} - \varepsilon}{\varepsilon_c}\right) \right] \quad [\text{Eq. 6-11}]$$

$$\sigma(\varepsilon \geq \varepsilon_c) = Y_m \left[ B_c + C_c \varepsilon \exp\left(\frac{\varepsilon_{el} - \varepsilon}{\varepsilon_c}\right) \right] \quad [\text{Eq. 6-12}]$$

Avec :

$$A_c = \frac{f_c - \varepsilon_{el} Y_m}{Y_m (\varepsilon_c \exp(\frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_c} - 1) - \varepsilon_{el})} \quad [\text{Eq. 6-13}]$$

$$B_c = \frac{f_{op}\varepsilon_c \exp\left(\frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_c} - 1\right) - \varepsilon_{op} f_c \exp\left(\frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_c \left(1 - \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_{el}}\right)}\right)}{Y_{mOT} \left( \varepsilon_c \exp\left(\frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_c} - 1\right) - \varepsilon_{op} \exp\left(\frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_c \left(1 - \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_{el}}\right)}\right) \right)} \quad [\text{Eq. 6-14}]$$

$$C_c = \frac{f_c - f_{op}}{Y_m \left( \varepsilon_c \exp\left(\frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_c} - 1\right) - \varepsilon_{op} \exp\left(\frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_c \left(1 - \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_{el}}\right)}\right) \right)} \quad [\text{Eq. 6-15}]$$

Par ailleurs, l'évolution de seuil de l'endommagement avec la déformation inélastique est donnée dans l'équation suivante :

$D = 0$  au-dessous du seuil de l'endommagement  $0.7f_c$

$$d(0.7f_c \leq \sigma \leq f_c) = 1 - (1 - A_c) \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon} - A_c \exp\left(\frac{\varepsilon_{el} - \varepsilon}{\varepsilon_c}\right) \quad [\text{Eq. 6-16}]$$

$$d(\sigma > f_c) = 1 - \frac{B_c}{\varepsilon} - C_c \exp\left(\frac{\varepsilon_{el} - \varepsilon}{\varepsilon_c}\right) \quad [\text{Eq. 6-17}]$$

En traction, nous avons:

$$\sigma(\varepsilon \leq \varepsilon_T) = Y_m \varepsilon \quad [\text{Eq. 6-18}]$$

$$\sigma(\varepsilon \geq \varepsilon_T) = Y_m \left[ \varepsilon_T \exp\left(\alpha \times \frac{\varepsilon_T - \varepsilon}{\varepsilon_T}\right) \right] \quad [\text{Eq. 6-19}]$$

Ainsi, nous utilisons la valeur de la résistance en compression que nous avons obtenue expérimentalement, et nous identifions les autres paramètres afin que la réponse uniaxiale du matériau avec ce modèle corresponde au modèle du CEB-FIP.

La courbe contrainte-déformation et l'évolution du facteur d'endommagement en compression sont présentées dans la Figure 6-21 ci-dessous.

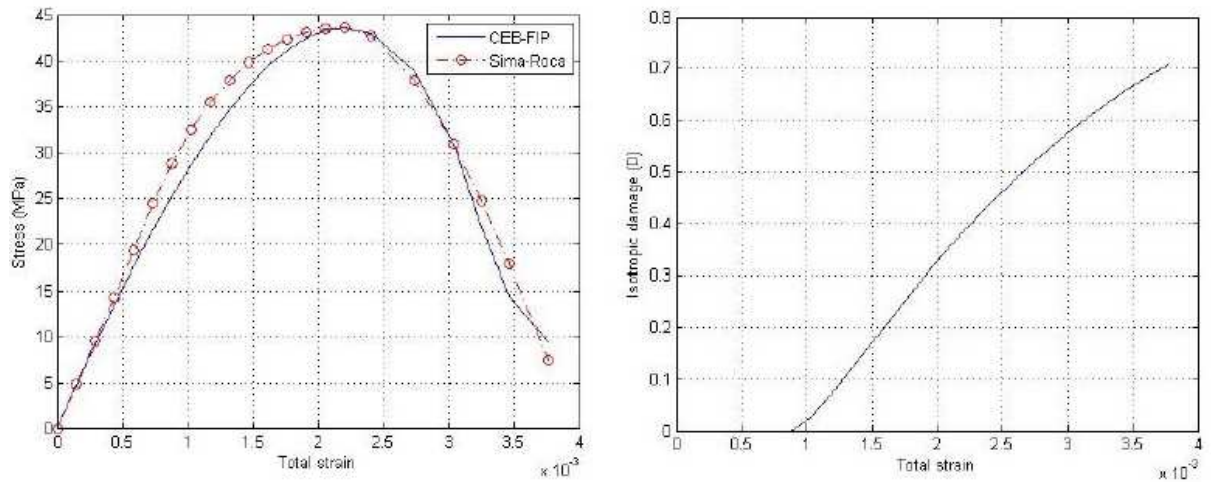


Figure 6-21: Évolution de l'endommagement avec la souche à 70% comme seuil de dommage

### 6.3 Comportement hydrique (transport)

Le transport de l'humidité à l'intérieur de béton peut être décrit en combinant élégamment la loi de conservation de la masse et équation de Darcy comme suit:



$$\text{div}(q) = S = \frac{\partial S}{\partial P_c} \frac{\partial P_c}{\partial t} = \text{div} \left( K \frac{k_{rel}(S)}{\mu_l \varphi} \cdot \nabla P_c \right) \quad [\text{Eq. 6-20}]$$

Où  $q$  est le flux d'humidité,  $K$  est le tenseur de perméabilité intrinsèque isotherme du mortier,  $k_{rel}$  est la perméabilité relative,  $S$  est le degré de saturation,  $P_c$  est la pression capillaire d'aspiration,  $\varphi$  est la porosité et  $\mu_l$  est la viscosité de l'eau. L'expression de Van Genuchten peut être utilisée pour obtenir la perméabilité relative comme suit:

$$k_{rel}(S) = \sqrt{S} \left[ 1 - (1 - S^b)^{\frac{1}{b}} \right] \quad [\text{Eq. 6-21}]$$

Cela signifie que la distribution de l'humidité relative dans les phases poreuses aura un effet radical sur les niveaux de perméabilité. Pour ce travail, nous supposons que les phases individuelles sont homogène et isotrope avec une humidité relative uniforme de 50%, soit partiellement saturé. Cela signifie que n'importe quel transport de l'humidité devrait être considéré comme étant à l'état d'équilibre. Revenant à (Eq. 6-20), nous pouvons écrire l'équation pour le flux à travers de matériau macroscopique (échantillon de béton) de la façon suivante:

$$Q = \frac{\rho}{\mu} K \cdot G \quad [\text{Eq. 6-22}]$$

$$Q = \frac{1}{V} \int q(x) dv, G = \frac{1}{V} \int \nabla P(x) dv \quad [\text{Eq. 6-23}]$$

Où  $Q$  = flux d'humidité macroscopique, et  $G$  = gradient de pression macroscopique obtenu en calculant la moyenne sur le domaine de matériau hétérogène. La conséquence directe de ce qui précède est que le transport modifie la répartition des  $S$  et  $RH$  au sein de l'échantillon jusqu'à l'état d'équilibre est établi. La pratique traditionnelle est l'application des conditions aux limites de pression uniforme sur la frontière qui nous permet de calculer les 9 composantes du tenseur de perméabilité macroscopique  $K$  par la résolution (Eq. 6-23) en utilisant la méthode des éléments finis. Cependant, cette méthode est très pratique pour les spécimens avec de multiples hétérogénéités et qui ne disposent pas géométries très simple, ne pas mentionner de temps. Dans le dernier paragraphe, nous allons exposer une approche numérique qui ne nécessite pas d'évaluations FE.

#### 6.4 Couplage mécanique – hydrique

Dans le béton sous sollicitation mécanique, il existe un mécano-hygro forte ainsi que le couplage hygro-mécanique. Pour la première, la distribution de  $S$  génère une pression capillaire  $P_c$  tout au long de la phase poreuse ( $s$ ) qui à son tour crée une répartition de la pression hydrostatique à l'intérieur du béton. En revenant à l'expression de Van Genuchten pour la pression capillaire  $P_c$  [37], nous avons:

$$P_c(S) = a(S^{-b} - 1)^{\left(1 - \frac{1}{b}\right)} \quad [\text{Eq. 6-24}]$$

Les équations de Laplace et Kelvin peuvent alors être combinés pour montrer la relation entre l'humidité relative  $RH$  et la pression capillaire  $P_c$ , comme indiqué dans l'équation suivante.

$$P_c(h_r) = \frac{\rho R T \log(h_r)}{M_w} \quad [\text{Eq. 6-25}]$$

Cette pression doit normalement être tenir compte lors de la simulation mécanique. Cependant, nous faisons deux hypothèses: la seule phase de mortier est poreuse et suffisamment saturée, de sorte que nous ne pouvons pas négliger l'effet de la pression capillaire au cours de la simulation

mécanique. Tenant compte de cela, cependant, est assez simple en utilisant un coefficient d'homogénéisation.

Cela signifie que la simulation élément finis pour l'échantillon de béton sous sollicitation mécanique est effectuée conformément aux deux premiers paragraphes de la section présente, sans tenir compte de l'effet de la pression capillaire pour la phase de mortier. Une fois la simulation élément finis nécessaires ont été terminées, nous avons maintenant les valeurs de l'endommagement simulés ( $d$ ) pour chaque élément fini unique dans chaque phase, à divers points d'intérêt à travers le test de chargement. Depuis que la phase de mortier est endommagable dans ce travail, nous relierons alors la valeur de l'endommagement calculés pour un élément de mortier avec l'augmentation subséquente de la perméabilité.

Le calcul par Eléments Finis permet d'obtenir les valeurs de l'endommagement ( $d$ ) pour chaque élément des deux phases considérées, et ce, à différents points de la courbe contrainte-déformation. Nous avons besoin d'associer la valeur de l'endommagement calculée pour un élément de mortier à l'augmentation de la perméabilité, consécutive à l'apparition de l'endommagement. De la même façon que dans [43], nous considérons une loi d'adaptation logarithmique entre :

- la relation empirique de Picandet et al [38] pour les endommagements correspondant à la phase pré-pic de la courbe de compression:

$$K_l^{mor}(d) = K_0 \left( 1 + \alpha d^\beta + \frac{1}{2} \alpha d^{2\beta} + \frac{1}{6} \alpha d^{3\beta} \right) \quad [\text{Eq. 6-26}]$$

- et la loi de Poiseuille donnant le flux à travers une fissure efficace qui représente la variable d'endommagement diffus  $d$  et qui donc n'est applicable que pour de forts endommagements, obtenus dans la phase post-pic de la courbe contrainte-déformation :

$$K_p^{mor}(\varepsilon) = \frac{\zeta}{12\lambda l_c} [U(\varepsilon)]^3 \quad [\text{Eq. 6-27}]$$

Où  $\lambda l_c$  est la largeur de la bande de l'endommagement, et  $[U]$  est l'ouverture de la fissure effective qui peut être liée à la déformation " $\varepsilon$ " et au seuil d'endommagement " $\varepsilon_T$ " (déformation à 70% du pic):

$$[U(\varepsilon)] = (\varepsilon - \varepsilon_T) \lambda l_c \quad [\text{Eq. 6-28}]$$

La relation de Picandet tend à être bien adaptée pour des valeurs relativement faibles de l'endommagement isotrope «  $d$  » tandis que la relation de Poiseuille avec l'hypothèse d'une fissure efficace donne une bonne estimation de la perméabilité du mortier endommagé pour des valeurs de  $d$  proches de 1.

La relation logarithmique utilisée dans la suite de ce travail, est une pondération entre les deux estimations de Picandet et Poiseuille :

$$\log(K^{mor}(\varepsilon, d)) = (1 - d) \times \log(K_l^{mor}(d)) + d \times \log(K_p^{mor}(\varepsilon)) \quad [\text{Eq. 6-29}]$$

Cette fonction est tracée dans la Figure 6-22.

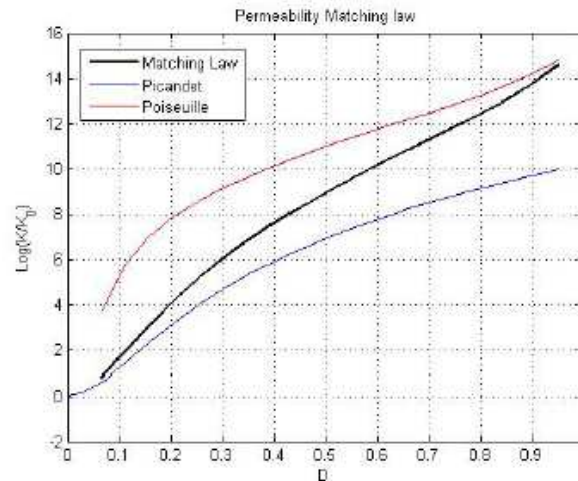


Figure 6-22: Loi logarithmique « matching law » entre la relation empirique de Picandet (pré-pic) et la relation basée sur la fissuration effective (post-pic) de Poiseuille pour la phase mortier

## 7 Résultats et discussions

### 7.1 Comportement mécanique du composite

Des échantillons virtuels de béton ont été construits pour différentes fractions volumiques granulaires (10%, 20%, 24%, 28% et 30%). Deux échantillons à 28% de fraction granulaire, l'un respectant la distribution granulométrique expérimentale, l'autre ayant une distribution granulométrique uniforme (D50 ou un diamètre médian effectif de la distribution expérimentale) ont été considérés. Le maillage de ces échantillons a été réalisé en utilisant l'algorithme GMSH [37] comme vu précédemment.

Des simulations, pour une fraction volumique granulaire de 28%, ont été réalisées pour deux conditions aux limites différentes sur la face du dessous. Il s'agit dans un premier temps d'identifier les conditions aux limites à imposer à la face du dessous de l'éprouvette cylindrique de manière à représenter exactement les conditions expérimentales durant la simulation EF. Deux types de conditions aux limites sont considérées, la première correspond à un appui simple (blocage du déplacement dans la direction de la sollicitation uniquement), la seconde correspond à un encastrement (blocage des 3 translations). Le Tableau 6-5 et les Figures 6-23 et 6-25 montrent que cela a un effet extrêmement significatif sur le comportement mécanique de l'échantillon. En comparant les résistances à la compression ultimes modélisées à la valeur, obtenue expérimentalement, de 52.8 MPa (Tableau 6-5), nous voyons que les conditions d'« encastrement » représentent mieux les conditions expérimentales de chargement. Ceci se confirme par l'observation du faciès d'endommagement : la simulation par Eléments Finis montre bien que l'endommagement en conditions d'encastrement (Figure 6-23) est localisé sur les bords de l'éprouvette, à l'image de ce qui est obtenu expérimentalement (Figure 6-25a), alors qu'il est beaucoup plus diffus et distribué dans tout l'échantillon avec un appui simple (Figure 6-25b).

Il est clair que, pendant l'expérience, l'échantillon a été comprimé sur une plaque d'acier non-lubrifié. Le coefficient de frottement est suffisant pour empêcher les déplacements perpendiculaires à la sollicitation, de la face du dessous de l'échantillon.



Tableau 6-5: Comparaison des UCS simulées pour l'échantillon avec une fraction granulaire volumique de 28% en utilisant les deux conditions aux limites.

Condition limite	(MPa)
Encastré	53.3986
Appuis simples	33.2310

Par la suite, un encastrement (blocage des trois translations sur les nœuds des Éléments Finis) sur la face inférieure sera appliqué.

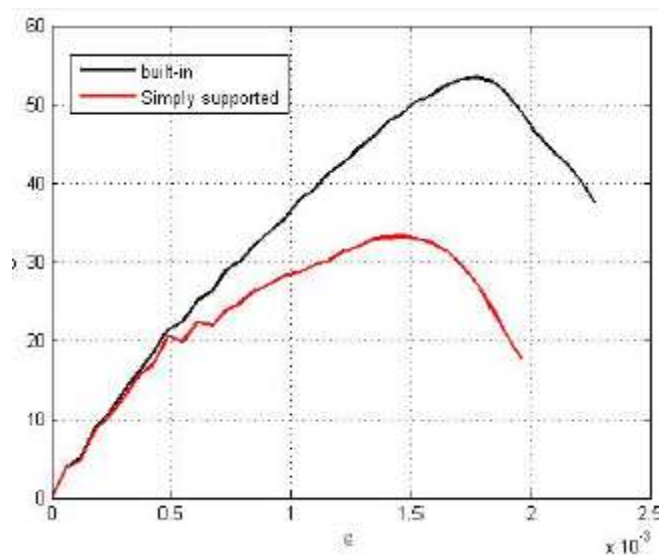


Figure 6-23: Effet des conditions aux limites sur la face inférieure de l'échantillon virtuel sur la courbe de compression lors d'un test de compression uniaxiale sur une éprouvette cylindrique de béton  $\phi 110 \times h 50$  avec une fraction volumique de 28%.

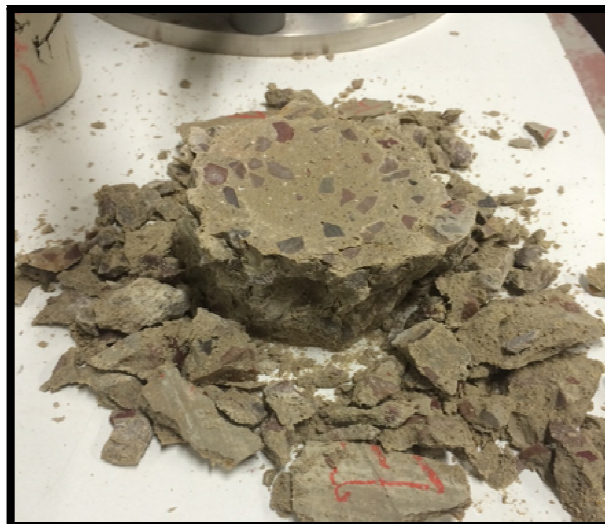


Figure 6-24: Endommagement en conditions d'encastrement de l'éprouvette, obtenu expérimentalement

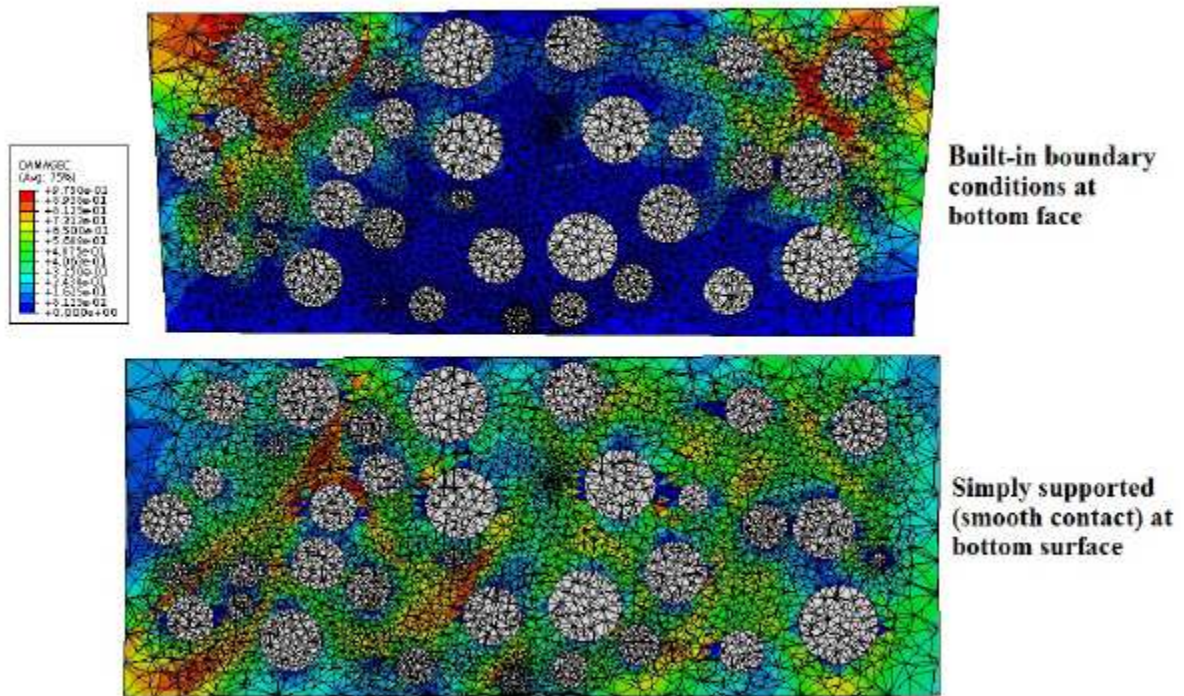


Figure 6-25: Comparaison de deux différentes conditions aux limites sur la face inférieure de l'échantillon virtuel lors de la compression uniaxiale contenant une fraction granulaire volumique de 28%. Répartition de l'endommagement à l'intérieur du spécimen

Ensuite, nous avons effectué des simulations EF pour 5 différentes fractions volumiques de granulats (Figure 6-26). Comme nous l'avons obtenu précédemment, et comme cela pourrait être facilement vérifié en utilisant la méthode d'homogénéisation de Mori-Tanaka, le module d'Young homogénéisé augmente de façon linéaire avec la fraction volumique des granulats (Figure 6-27). L'évolution de la résistance en compression ne suit pas la même loi. Dans la fourchette habituelle (20-30%) de fraction volumique granulaire pour les bétons ordinaires, la résistance présente un minimum, ici à 24%. C'est un résultat en accord avec celui du chapitre précédent.

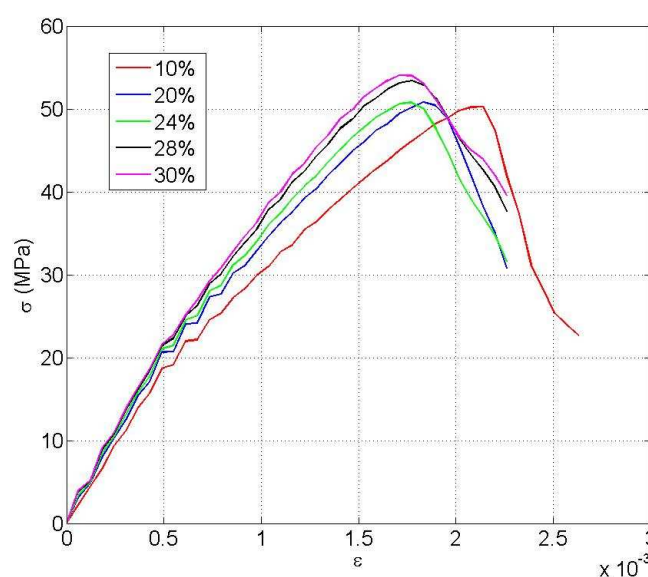


Figure 6-26: Courbes contrainte-déformation obtenues par la simulation de tests de compression sur des échantillons cylindriques  $\phi 110 \times h 50$  mm contenant différentes fractions volumiques de granulats.

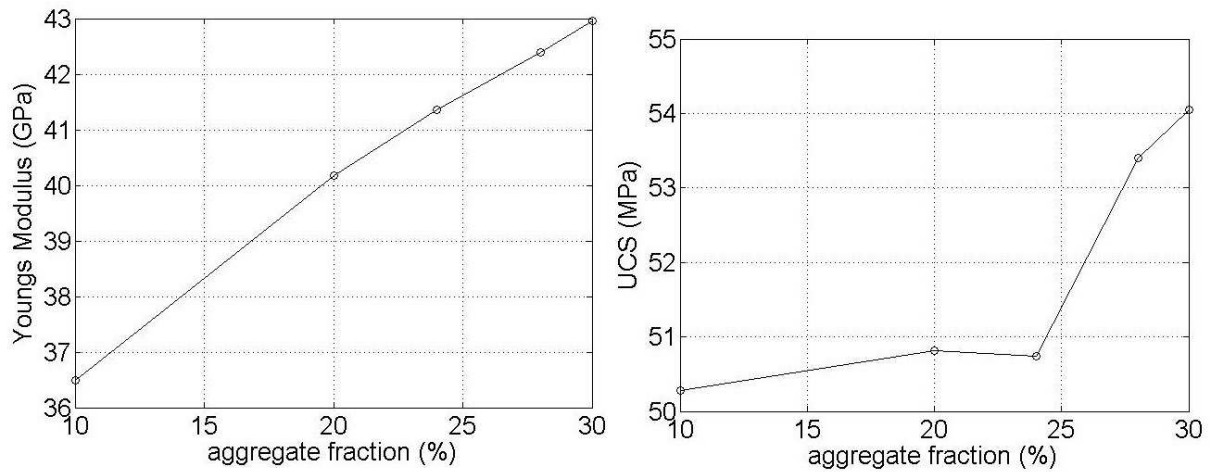


Figure 6-27: Effet de fraction volumique des granulats sur le module de Young et sur la résistance à la compression ultime d'une éprouvette cylindrique  $\phi 110 \times h 50$  mm.

L'évolution typique de la distribution de l'endommagement sur les surfaces extérieures du spécimen cylindrique avec une fraction volumique de 28% est représentée dans Figure 6-28. Enfin, la Figure 6-29 montre qu'à la même fraction volumique, la variation de la distribution granulométrique a une influence significative sur la réponse mécanique. La figure compare les résultats de simulation obtenus pour deux spécimens virtuels à 28% de concentration granulaire, la première avec la distribution granulométrique expérimentale et la deuxième avec une distribution uniforme, c'est-à-dire avec des granulats ayant tous le même diamètre : le diamètre médian des granulats de la distribution expérimentale.



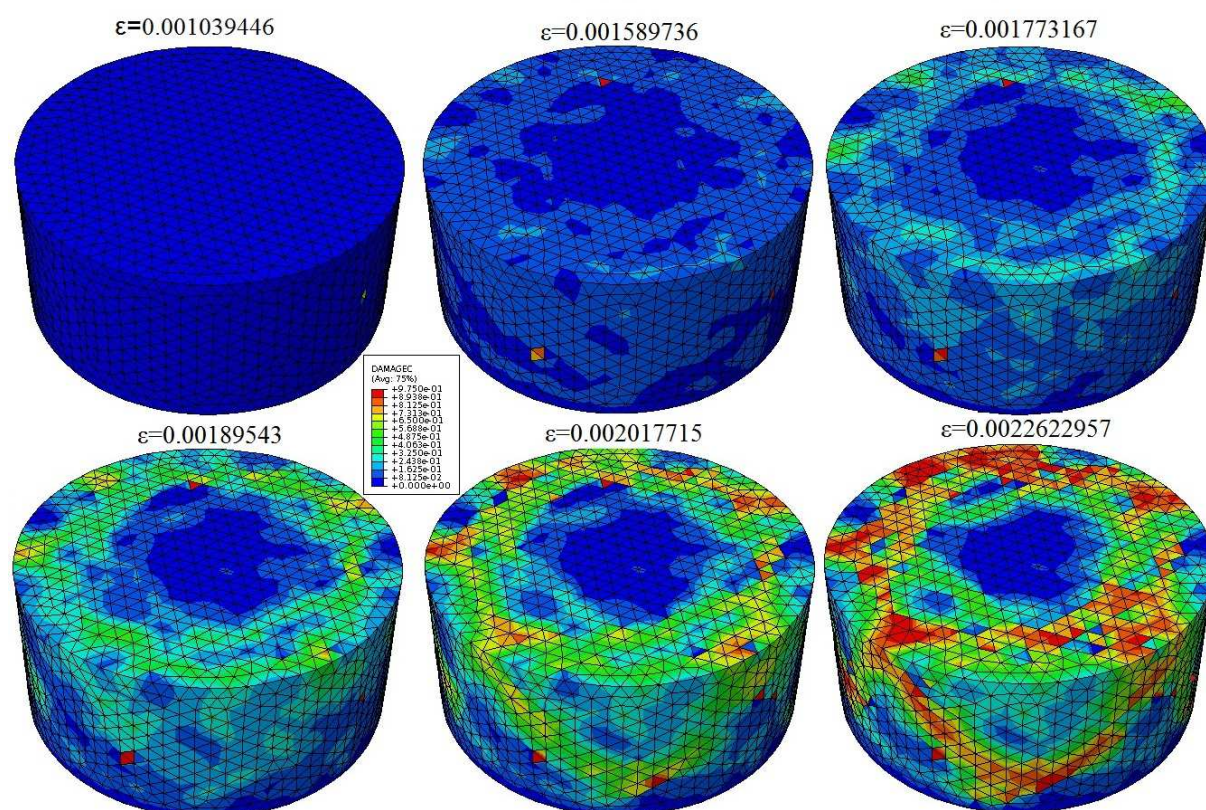


Figure 6-28: Répartition des endommagements sur les surfaces externes à différents points de la courbe de compression uniaxiale simulée.

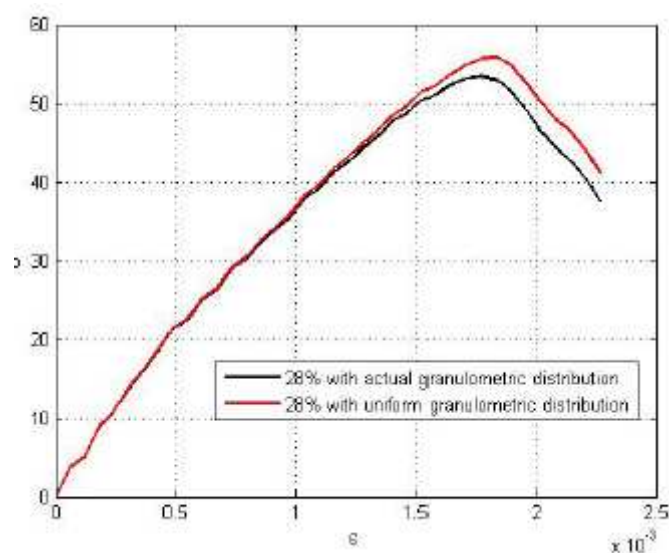


Figure 6-29: Effet de la distribution granulométrique sur le comportement à la compression uniaxiale sur les échantillons cylindrique de béton  $\phi 110 \times 50$  à une fraction volumique de granulaire de 28%.

## 7.2 Identification des paramètres de la « matching law » à l'aide des résultats expérimentaux

Avant que nous puissions utiliser les relations de la section précédente, permettant d'associer les valeurs de l'endommagement aux valeurs de perméabilité, nous devons identifier les deux

paramètres de la loi proposée par Picandet ( $\alpha$  et  $\beta$ ) et/ou deux paramètres de la loi de Poiseuille (largeur de la bande endommagée  $\lambda l_c$  et de la rugosité de fissure  $\zeta$ ) respectivement. Selon les valeurs de l'endommagement et le nombre de points expérimentaux disponibles, on peut identifier de 1 à 4 paramètres. Afin que le problème d'identification soit bien posé, nous devons avoir idéalement 4 points expérimentaux, 2 dans la région pré-pic et 2 dans la région post-pic. Nous avons déjà discuté de la difficulté et surtout du temps nécessaire à obtenir des valeurs de perméabilité endommagées après un test de compression. Cependant, quel que soit le nombre de points, la procédure d'identification resterait la même, et seule l'unicité de la solution obtenue serait en question. Dans le travail actuel, nous avons obtenu un seul point expérimental avec une augmentation du rapport des perméabilités  $K_{\text{endommagé}}/K_{\text{sain}}$  égal à 3.75 pour une éprouvette de dimensions  $\phi 110 \times h 50$  mm ayant une fraction granulaire volumique de 28%, et chargée à 88% de sa résistance au pic. Pour cet essai, la valeur de l'endommagement est évaluée à 0.105 par la technique d'émissions acoustiques. Pour de faibles valeurs de l'endommagement, dans la région pré-pic de la courbe de compression, la relation de Picandet donne une bonne estimation de la perméabilité endommagée [39] ce qui nous permet d'obtenir toutes les solutions  $p = (\alpha, \beta)$  en résolvant le problème inverse:

$$P = \underset{p \in S}{\text{Argmin}} J(p) = \underset{p \in S}{\text{Argmin}} \left| \frac{\text{tr}(K_D(p, \varepsilon))}{\text{tr}(K_D(p, 0))} - 3.75 \right| \quad [\text{Eq. 6-30}]$$

Où

$$S = \{p \in R_+^2\} \quad [\text{Eq. 6-31}]$$

Nous utilisons ici la trace de la matrice de perméabilité, puisqu'en présence d'endommagement de compression, cette propriété présente une très légère anisotropie. Sur ce sujet, et à titre d'exemple, l'évolution des paramètres  $K_{11}$ ,  $K_{22}$  et  $K_{33}$  de la matrice de perméabilité, est présentée dans la Figure 6-30:

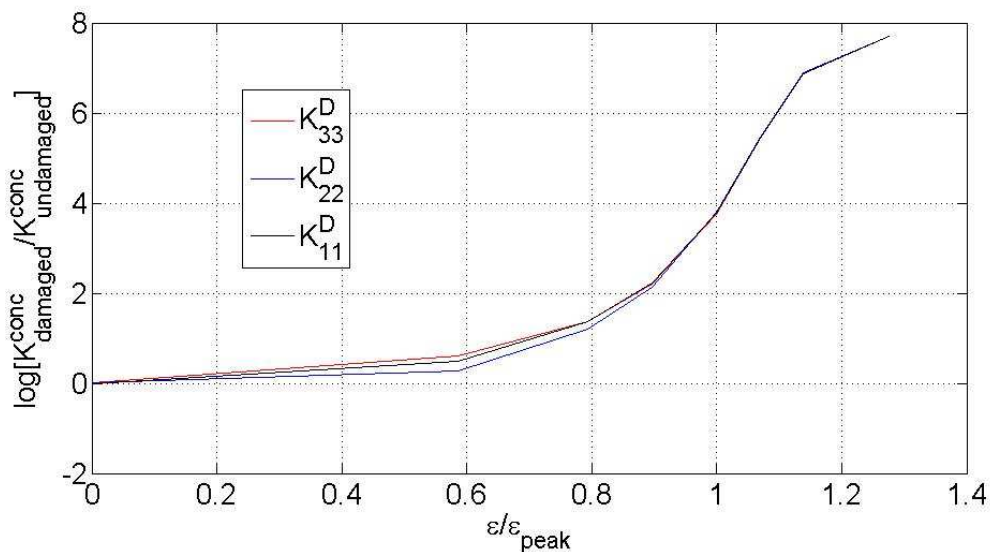


Figure 6-30: Évolution des perméabilités dans les 3 directions,  $K_{11}$ ,  $K_{22}$ , et  $K_{33}$ , en fonction du rapport  $\varepsilon/\varepsilon_{\text{pic}}$

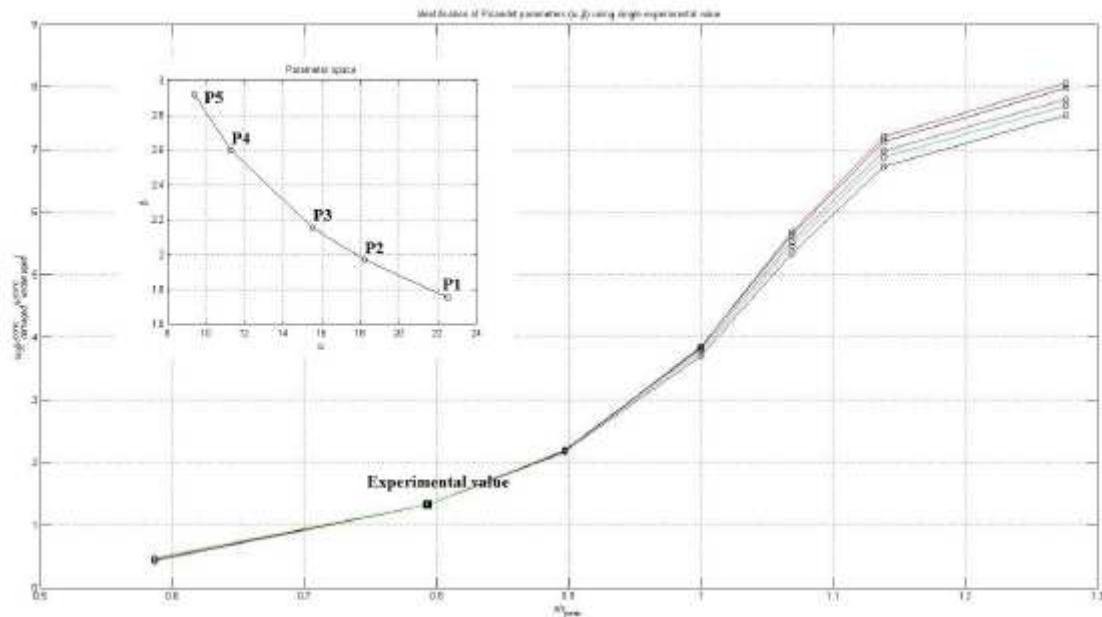


Figure 6-31: Identification des paramètres de la loi de Picandet en utilisant la perméabilité endommagée obtenue expérimentalement à 88% de l'UCS

La courbe insérée dans la Figure 6-31 présente 5 exemples de solutions. Nous les avons obtenues en utilisant la méthode de Nelder-Mead Simplex [39] programmée dans MATLAB. Cet algorithme est populaire pour les problèmes inverses, avec un effort de calcul relatif pour l'évaluation de la fonction objectif.

### 7.3 Evolution de la perméabilité en fonction de la déformation

Dans cette partie nous allons utiliser les paramètres moyens, identifiés dans le paragraphe précédent, de la loi de Picandet ( $\alpha=18.19$  et  $\beta=1.97$ ), ainsi que la loi de Poiseuille avec des valeurs standards de la littérature ([39]) pour  $\lambda l_c$  ( $=0.04$ ) et  $\zeta$  ( $=1$ ).

L'évolution de la perméabilité pour différents points de la courbe contrainte-déformation est alors calculée, en identifiant le tenseur de perméabilité et en moyennant les valeurs sur sa diagonale. Ceci a été réalisé pour 5 fractions volumiques de grains : 10, 20, 24, 28 et 30%. Le rapport  $K_{\text{endommagé}}/K_{\text{sain}}$  est tracé en fonction de  $\varepsilon/\varepsilon_{\text{pic}}$ , pour chaque fraction volumique de grains, dans la Figure 6-32 (diagramme logarithmique). L'augmentation de ce rapport est très rapide à partir de 60% du pic ( $\varepsilon/\varepsilon_{\text{pic}}=0.6$ ). Les courbes contrainte-déformation ne sont pas complètes, puisque des problèmes de convergence, probablement liés à des déformations excessives de certains Eléments Finis, ont conduit à l'arrêt des calculs. On s'aperçoit toutefois que les derniers points obtenus se situent après le point d'inflexion de la courbe. A cet endroit, la perméabilité du matériau endommagé est environ  $10^7$  fois plus grande que celle du matériau sain.

Ce chiffre est toutefois bien plus faible que ce qu'on trouve pour le mortier seul (qui est donné par la « matching law ») : cela montre l'effet bénéfique de la présence des granulats sur l'apparition et la propagation de l'endommagement.

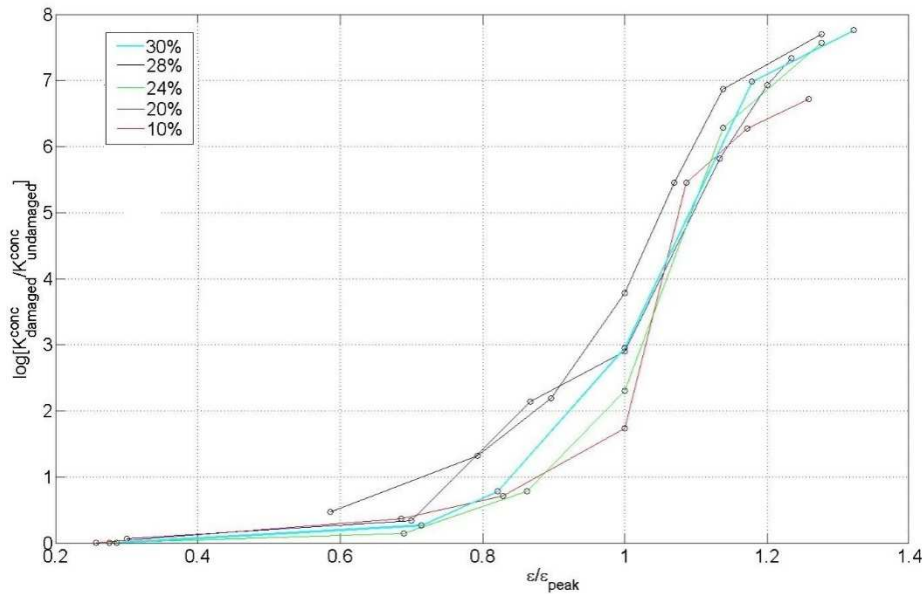


Figure 6-32: Evolution de la perméabilité endommagée pour différentes fractions volumiques granulaires

On notera toutefois que la fraction volumique des grains n'a pas un effet clairement monotone sur la valeur de la perméabilité endommagée. Cela est probablement la conséquence de distributions locales, fortement non-linéaires, de l'endommagement dans la phase mortier.

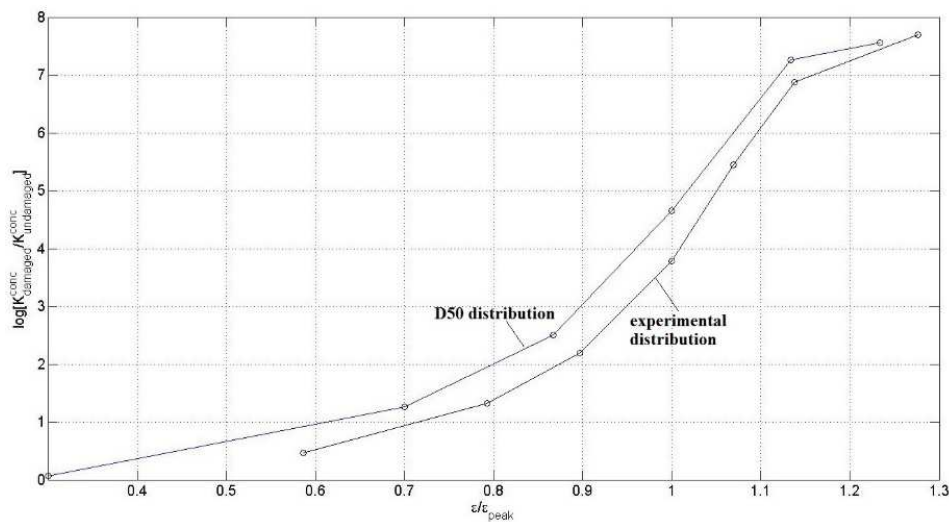


Figure 6-33: Evolution de la perméabilité endommagée pour différentes distributions granulométriques à 28% de fraction volumique granulaire.

La distribution granulométrique uniforme subit des endommagements plus localisés par rapport à la distribution expérimentale, ce qui peut expliquer la légère augmentation de la perméabilité endommagée (Figure 6-33). En ce qui concerne les conditions aux limites, ce résultat ne devrait être guère étonnant, étant donné que les conditions aux limites avec appui simple provoquent une augmentation plus progressive des niveaux d'endommagement par rapport à la condition aux limites de type « encastrement » sur la face inférieure (Figure 6-34).



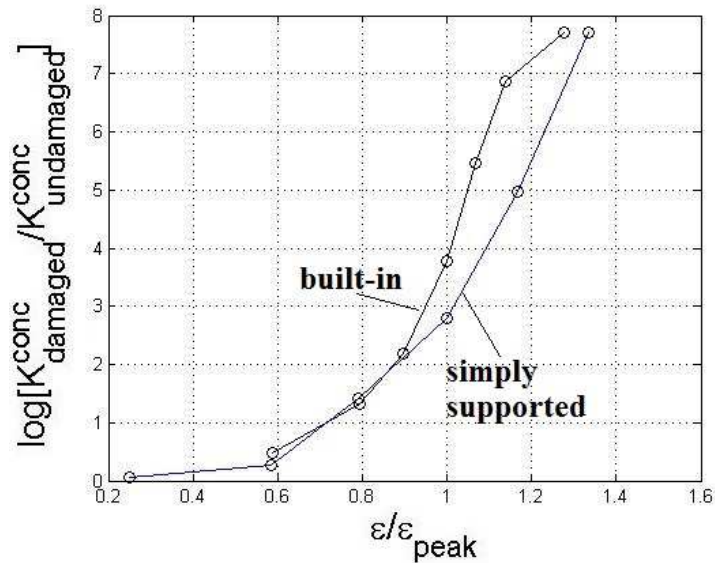


Figure 6-34: Effet des conditions aux limites imposées sur la face inférieure sur l'évolution de la courbe de perméabilité.

Enfin, nous voyons l'effet de deux évolutions d'endommagement différentes (Figure 6-35), utilisées pour la phase mortier dans l'éprouvette de béton contenant 28% de fraction granulaire :

- la première correspondant à l'évolution de l'endommagement proposée par Sima et al., avec un seuil d'initiation à 70% ;
- et la deuxième présentant un seuil d'endommagement au pic et suivant l'équation :

$$d_c = 1 - \frac{\sigma}{UCS} \quad [\text{Eq. 6-32}]$$

On retrouve bien le retard d'initiation de l'endommagement dans l'augmentation de la perméabilité ; puis les deux courbes se rencontrent finalement autour des mêmes valeurs lorsque le matériau est complètement endommagé.

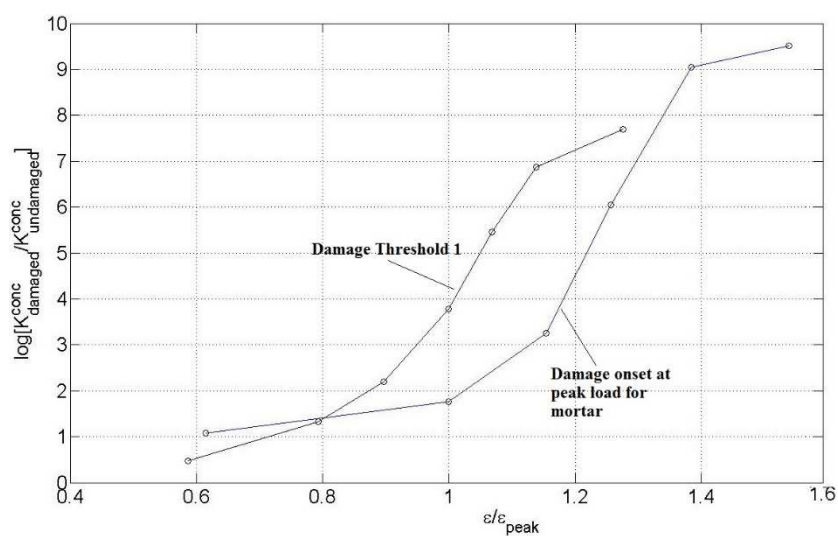


Figure 6-35: Effet de deux différentes formes de l'évolution de l'endommagement sur la perméabilité



## 7.4 Proposition d'un faisceau donnant l'évolution de la perméabilité pour n'importe quelle fraction granulaire d'un béton

Comme cela est visible dans la Figure 5-32, pour des fractions volumiques courantes de granulats grossiers dans les bétons ordinaires (20-30%), les évolutions des rapports  $K_{\text{endommagé}}/K_{\text{sain}}$  semblent se regrouper dans un faisceau relativement étroit. Nous nous proposons dans ce chapitre de donner l'équation des courbes enveloppes de ces évolutions.

La forme en S des courbes nous amène à proposer une loi d'Avrami [44, 45] pour représenter au mieux ces courbes. La loi initiale d'Avrami suppose une adaptation linéaire dans l'espace des coordonnées et s'écrit :

$$\log \left[ -\log \left( 1 - \frac{K_D}{K_D^{\max}} \right) \right] = A_1 + A_2 \log \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{pic}} \right) \quad [\text{Eq. 6-33}]$$

Nous proposons de modifier cette loi avec une adaptation polynomiale dans le même espace :

$$\log \left[ -\log \left( 1 - \frac{K_D}{K_D^{\max}} \right) \right] = A_1 + A_2 \log \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{pic}} \right) + A_3 \left( \log \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{pic}} \right) \right)^2 + \dots \quad [\text{Eq. 6-34}]$$

Les Figures 6-36 et 6-37 ci-dessous présentent les deux courbes enveloppes identifiées (traditionnel et modifiée). Ces lois peuvent être utilisées en première approximation pour borner l'évolution de la perméabilité au cours du chargement (Figure 6-38).

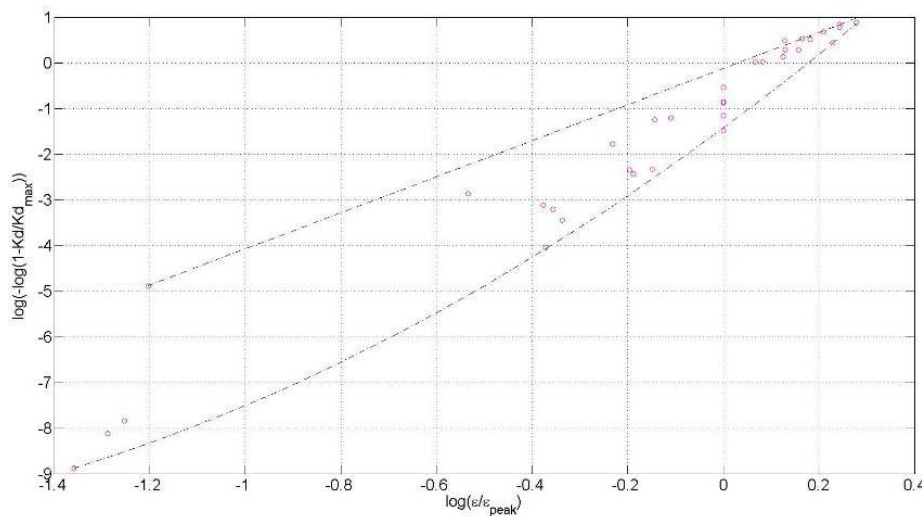


Figure 6-36: Courbes minimale et maximale permettant de borner l'évolution de la perméabilité.

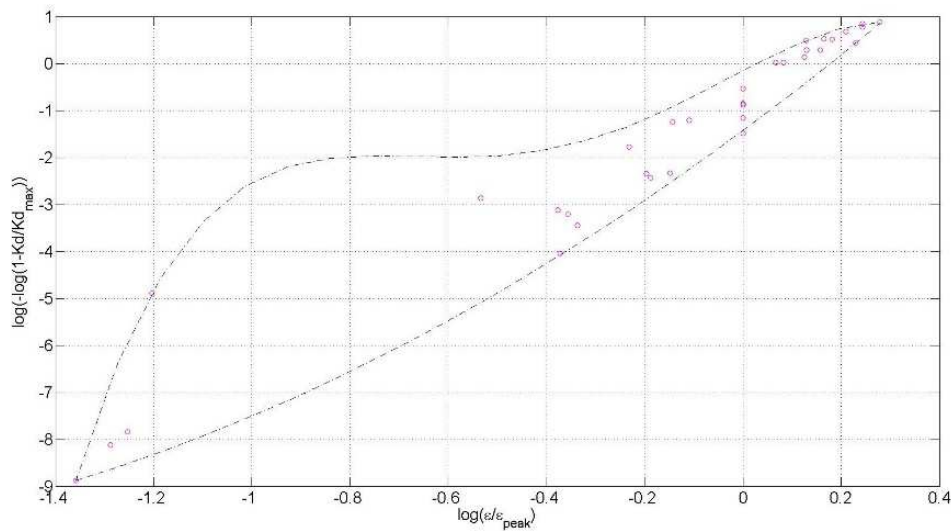


Figure 6-37: Courbes minimale et maximale permettant de borner l'évolution de la perméabilité.

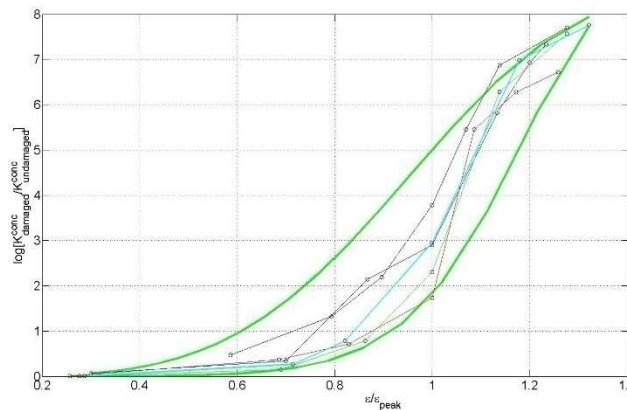


Figure 6-38: Courbes minimale et maximale avec les courbes d'évolution de la perméabilité.

## 7.5 Remarques générales

Nous constatons que tous les facteurs contribuent de manière significative à l'augmentation de la perméabilité pour un spécimen en béton, endommagé sous chargement. Les résultats de simulation que nous avons obtenus nous permettent, comme nous l'avons vu, de définir des courbes enveloppes permettant de borner l'évolution de la perméabilité sous compression uniaxiale pour des fractions volumiques granulaires comprises entre 10% et 30%. Ces lois particulières ne sont clairement valables que pour un béton composé des granulats et de la phase de mortier considérés dans cette étude, mais l'approche reste la même quels que soient les composants individuels, le nombre de phases contribuant aux différents phénomènes hygro-mécaniques et, bien entendu, le nombre de points expérimentaux disponibles. Plus le nombre de points expérimentaux est important et plus la fiabilité de ces courbes enveloppes sera grande. En outre, l'utilisation d'un maillage conforme, tout en réduisant considérablement l'effort de calcul, pourrait induire une certaine dépendance au maillage sans toutefois modifier complètement la tendance des évolutions obtenues.

## Conclusion

Les propriétés de transport des matériaux cimentaires sont des indicateurs importants pour leur durabilité et sont fortement influencées par la progression des endommagements pendant un chargement mécanique.

Nous avons utilisé le modèle morphologique 3D à 3 phases (matrice- inclusion-ITZ même si la contribution de cette dernière est négligée), précédemment développé pour un composite à base de ciment à l'échelle méso, pour effectuer une série de tests mécaniques virtuels sur un échantillon cylindrique de béton suivis par un calcul de la perméabilité pour déterminer le couplage mécanique-transport après le chargement en compression. Nous avons identifié les paramètres pertinents du modèle hydro-mécanique à partir d'un seul point obtenu expérimentalement. Plus précisément, nous avons construit une série d'éprouvettes virtuelles de béton contenant différentes fractions volumiques granulaires et différentes distributions granulométriques, et les avons soumises à un chargement quasi-statique de compression uniaxiale avec différentes conditions aux limites. Deux seuils d'endommagement ont également été considérés. Les évolutions de l'endommagement et des déformations ont été simulées, et le tenseur de perméabilité macroscopique, pour les différents échantillons, a été déduit à l'aide d'un modèle de réseau de cylindres et de données, sur l'état d'endommagement et les paramètres hydriques, identifiées au préalable. Cette étude paramétrique a permis de définir des courbes enveloppes donnant les limites supérieure et inférieure de l'évolution de la perméabilité endommagée. Ces courbes ont été mises en équation avec le modèle d'Avrami.

Ce travail a permis la mise en place d'un protocole original, couplant expérience et modélisation, qui pourrait toutefois être étayé non seulement par l'apport de points expérimentaux supplémentaires de part et d'autre du pic de la courbe contrainte-déformation, mais aussi par l'utilisation d'un maillage non conforme qui permettrait d'annuler l'effet du maillage et donc de réduire l'erreur de calcul. Par ailleurs, une extension naturelle de ces travaux concernerait la modélisation de la diffusion ionique, par exemple celle des ions chlorure. L'approche pourrait également être utile pour l'étude d'autres problèmes de durabilité (comme par exemple la carbonatation ou la lixiviation...).

## Conclusion générale et perspectives

Les bétons autoplaçants (BAP), développés depuis plus de trente ans, sont encore à l'heure actuelle qualifiés de « nouveaux bétons » car leur utilisation reste modeste bien qu'ils possèdent un fort potentiel de développement. Ceci est principalement dû à leur coût plus élevé, leur sensibilité à la fois à la ségrégation et à la fissuration due à leur plus fort retrait ainsi qu'au manque de connaissances sur leur durabilité. Les BAP se distinguent des bétons ordinaires principalement par un dosage en éléments fins plus important, ce qui explique leur coût plus élevé. L'utilisation d'additions minérales, moins coûteuses que le ciment portland voire que le filler calcaire, se développent de plus en plus pour des raisons économiques mais également environnementales. La synthèse bibliographique nous a permis de constater que les travaux publiés concernant l'effet du type d'addition minérale sur la durabilité des BAP sont très peu nombreux. Généralement, les études se focalisent essentiellement sur la comparaison des propriétés des BAP avec celles du béton ordinaire vibré (BOV) et le plus souvent, l'addition minérale utilisée est le filler calcaire. A partir des quelques recherches qui prennent en considération le type et la quantité d'ajout, nous avons remarqué des résultats contradictoires notamment au sujet du retrait, de la perméabilité et de la carbonatation des BAP. Ceci est probablement dû à la multiplicité des paramètres entrant en jeu dans la formulation des bétons autoplaçants et à la diversité de la composition chimique et minéralogique des additions. D'une façon plus générale, il existe un manque de données sur l'effet du remplacement du ciment portland dans le BAP par des ciments industriels à base d'additions comme le CEM III ou encore le CEM V. Aussi, alors que le métakaolin est reconnu aujourd'hui comme une addition pouzzolanique intéressante, les études relatives à son utilisation dans les BAP sont très rares et limitées. Plus important encore, leur durabilité à long terme est encore très peu étudiée dans la littérature.

Afin d'apporter des éléments de réponse à ces besoins et ces données manquantes, nous avons mené une étude sur 5 formulations de BAP, tous formulés à partir d'une même composition de BAP où seule la nature du liant change : CEM I, CEM I+15% Métakaolin (MK), CEM I+8% de sédiment calciné, CEM III (à base de laitier de haut fourneau) et CEM V (à base de cendres volantes et laitier de haut fourneau). Le BAP de référence étant le BAP à base de CEM I. La formulation retenue est une formulation industrielle pour un béton de caractéristiques mécaniques moyennes. Le sédiment utilisé a fait l'objet de plusieurs études au laboratoire mais pour des applications aux mortiers. Il a été étudié ici pour une application au BAP. Ce matériau est encore très peu étudié dans la littérature.

L'effet de la nature du liant sur l'évolution de la microstructure, sur la résistance à la compression et à la flexion, sur le retrait plastique, le retrait empêché, le retrait libre a été quantifiée. La durabilité des 5 formulations de BAP a été étudiée à travers la mesure et l'analyse de trois indicateurs de durabilité, l'absorption capillaire, la diffusion des chlorures et la perméabilité au gaz ainsi qu'à travers la cinétique de carbonatation.

Les résultats de l'étude des propriétés mécaniques et des déformations de retrait des différents BAP au jeune âge puis sur échantillons durcis a mis en évidence les points suivants :

- Le remplacement partiel du ciment portland par 15% de MK, 8% de sédiment, et le remplacement total du CEM I par du CEM III ou du CEM V a impliqué une diminution

significative de la résistance à la compression au jeune âge qui peut être expliquée par un faible développement des hydrates au jeune âge. Cela est en partie dû à la plus faible cinétique d'hydratation des additions utilisées. Néanmoins, à 28 jours de durcissement, les BAP avec MK et CEM III ont présenté des valeurs de résistance à la compression plus élevées que celle du BAP de référence (BAP-CEM I). Pour le BAP à base de CEM V, sa résistance a été plus grande que celle du BAP de référence dès 90 jours de maturation. En revanche pour le BAP avec sédiment, les résistances à la compression développées sont restées en deçà de celle du BAP témoin et ceci jusqu'au moins 365 jours de maturation. L'effet des additions sur la diminution du module élastique a été montré et quantifié.

- Au jeune âge, les 4 BAP à base d'additions minérales ont présenté un retrait plastique et un tassement plus élevés que ceux développés par le BAP de référence (à 50% d'humidité relative). Cependant, dans des conditions endogènes, le retrait plastique a été plus faible pour les BAP à base d'additions minérales. Ces résultats sont liés à leur plus lente cinétique d'hydratation.
- À long terme dans des conditions de séchage, le retrait de BAP-CEM I/SD a été trouvé comparable à celui du BAP-CEM I. En revanche, les BAP à base de CEM V et encore plus le BAP à base de CEM III ont développés des retraits plus élevés. Le BAP à base de métakaolin a présenté la meilleure résistance au retrait de séchage. En remplaçant le ciment portland par 15% de métakaolin, une diminution significative du retrait total de 20% à 400 jours a été obtenue.
- Dans des conditions de retrait empêché, une seule fissure a été observée sur les BAP et à différents moments : d'abord dans le BAP-CEM III, puis dans le BAP-CEMV, puis dans le BAP avec CEM I + 15% de MK et enfin dans le BAP à base de ciment portland, montrant ainsi la sensibilité du BAP à base d'additions minérales à la fissuration précoce. Ce résultat a été lié aux performances mécaniques au jeune âge des BAP avec additions qui sont plus faibles que ceux du BAP de référence dû à un taux d'hydratation plus faible. Cela a été lié aux performances mécaniques des BAP avec additions plus faibles au jeune âge et à leur plus faible hydratation. Toutefois, l'effet des additions sur l'ouverture de la fissure est significatif, une réduction d'au moins un facteur de 1.6. Ceci est d'une grande importance lorsqu'on traite de l'autocicatrisation des bétons.

Les résultats de l'étude de la durabilité des 5 BAP a permis de montrer que :

- l'incorporation des additions minérales comme le laitier de haut fourneau, les cendres volantes, le métakaolin et le sédiment a un effet bénéfique certain sur la dimension des capillaires, sur la perméabilité et sur la diffusion aux chlorures des BAP. L'effet du métakaolin a été très significatif et supérieur à celui du CEM III suivi par le CEM V.
- Les BAP avec additions ont une microstructure permettant la fixation de plus grandes quantités de chlorures. Les valeurs les plus élevées ont été obtenues avec le BAP à base de métakaolin.
- il existe une corrélation, décrite ici par une fonction exponentielle, entre le coefficient de perméabilité intrinsèque  $K_v$  et le coefficient de diffusion  $D_e$  en fonction de la variable d'endommagement ( $d$ ) pour les cinq BAP.
- il existe une corrélation entre l'augmentation de la perméabilité relative  $k_v(d)/k_{v0}$  et la variable d'endommagement " $d$ ". Il existe également une relation entre la diffusivité relative

$De(d)/De0$  et la variable d'endommagement " $d$ ". Ces corrélations ont été établies pour des valeurs d'endommagement inférieures ou égales à 0.12

- la perméabilité au gaz est plus sensible à l'endommagement que la diffusion des chlorures: dans notre cas, quand  $kv(d) / kv0$  est égal à 4, celui de  $De(d)/D0$  est égal à 1,5.
- Les BAP à base d'additions sont plus sensibles à la carbonatation accélérée et présentent des cinétiques plus importantes que le BAP à base de CEM I.

Les différents résultats ainsi obtenus nous permettent de préconiser l'utilisation du métakaolin en substitution partielle du ciment portland afin de réduire le retrait de dessiccation à long terme et d'améliorer les propriétés de transport. Toutefois, une cure humide au jeune âge est préconisée pour réduire le retrait plastique.

La modélisation numérique à l'échelle mésoscopique développée au laboratoire est utilisée ici pour une étude paramétrique appliquée aux BAP a permis d'étudier :

- L'effet d'une ségrégation modérée sur le comportement mécanique en compression et traction d'un BAP.
- L'effet de la forme (roulée modélisée par des sphères vs concassée modélisée par des polygones Voronoi) et de la fraction volumique des granulats sur le comportement en compression et traction ainsi que sur la perméabilité.

L'effet de l'endommagement mécanique sur la perméabilité.

Le modèle de béton numérique utilisé ici prend en compte deux phases : la matrice composée du mortier et des inclusions correspondant à des graviers de béton. L'étude du comportement mécanique a été réalisée sur des tests quasi-statiques de compression simple uniaxiale ainsi que de traction simple en 3D en pilotant le déplacement de l'outil, tout en supposant une loi de comportement élasto-plastique endommageable adoucissant pour la matrice (mortier), et un comportement élastique-fragile pour les inclusions (granulats). Des distributions aléatoires de granulats de formes complexes sans chevauchement pour l'état ségrégué ainsi que non-ségrégué ont été générés dans MATLAB en supposant une loi uniforme, et les maillages hétérogènes correspondants ont été obtenus à l'aide de l'algorithme GMSH, tout en supposant un contact parfait entre les granulats et la matrice (mortier). Les calculs éléments finis pour différentes fractions volumiques et différentes formes de granulats ont été réalisés par le logiciel ABAQUS.

L'étude menée ici a permis d'apporter des réponses mais aussi de dégager des pistes à développer résumées ci-après :

- Les effets bénéfiques du métakaolin sur plusieurs propriétés des BAP allant du retrait, de la résistance mécanique jusqu'à la durabilité démontrés dans cette étude affirment que cette addition à un fort potentiel et mérite d'être traitée de façon plus approfondie en recherchant à optimiser sa teneur dans les applications aux BAP
- Les résultats de la carbonatation accélérée sont à relativiser. En effet, même si la concentration en  $CO_2$  utilisée est beaucoup plus faible que celle préconisée par la norme française, le test reste très agressif et ne peut très probablement pas reproduire les vrais mécanismes pour les bétons avec additions minérales. Il serait utile de travailler sur des concentrations plus faibles telles que préconisées dans la norme européenne (4% de  $CO_2$ )

avec des durées d'essai certes plus longues. Aussi, nous avons remarqué que la cinétique de carbonatation était différente selon la surface à carbonater était une surface sciée ou une surface de béton de peau (en contact avec le moule). Le rôle des additions minérales sur cette zone et ses propriétés méritent d'être étayée.

- Le ciment CEM III a donné des résultats mitigés. Des analyses et des essais complémentaires permettant d'améliorer sa réactivité au jeune âge et d'optimiser sa cure nous paraît une piste intéressante à développer
- L'effet des additions sur la fissuration est un élément important qui sort de cette étude. Les résultats sur la valeur de l'ouverture de la fissure lors des essais de retrait empêché montrent le rôle important de ces additions sur ce paramètre. Il nous paraît très intéressant d'étudier l'effet des additions sur la fissuration et sa fermeture et donc sous l'angle de l'autocicatrisation des bétons.
- La modélisation développée basé sur un outil numérique 3D a permis de montrer l'efficacité de ce type d'approche pour des études paramétriques. Un travail complémentaire sur l'effet de l'ITZ sur la perméabilité permettrait une meilleure représentativité du matériau simulé.

## Références bibliographiques

- [1] K. Nagai, Y. Sato, T. Ueda, Mesoscopic simulation of failure of mortar and concrete by 3d rbsm, *Journal of Advanced Concrete Technology* 3 (3) (2005) 385 – 402.
- [2] T. Jankowiak, T. Lodygowski, Numerical modeling of fracture in brittle material under impact loading, *Vibrations in Physical Systems* (2006) 143-148
- [3] R. Pedersen, A. Simone, L. Sluys, Mesoscopic modeling and simulation of the dynamic tensile behavior of concrete, *Cement and Concrete Research* 50 (0) (2013) 74 – 87.
- [4] B. Panicaud, K. Saanouni, A. Baczmaski, M. Franois, L. Cauvin, L. L. Joncour, Theoretical modelling of ductile damage in duplex stainless steels - comparison between two micro-mechanical elasto-plastic approaches, *Computational Materials Science* 50 (6) (2011) 1908 – 1916.
- [5] P. Chaudhuri, Multi-scale modeling of fracture in concrete composites, *Composites Part B: Engineering* 47 (0) (2013) 162 – 172.
- [6] E. Schlangen, E. Garboczi, Fracture simulations of concrete using lattice models: Computational aspects, *Engineering Fracture Mechanics* 57 (23) (1997) 319 – 332.
- [7] G. Cusatis, Z. Bazant, L. Cedolin, Confinement-shear lattice model for concrete damage in tension and compression: II. computation and validation, *ASCE Journal of Engineering Mechanics* 129 (12) (2003) 1449 – 1458.
- [8] A. Arias, P. Forquin, R. Zaera, C. Navarro, Relationship between static bending and compressive behaviour of particle-reinforced cement composites, *Composites Part B: Engineering* 39 (78) (2008) 1205 – 1215.
- [9] S. Kamali-Bernard, D. Keinde, F. Bernard, Effect of aggregate type on the concrete matrix/aggregates interface and its influence on the overall mechanical behavior. a numerical study, *Key Engineering Materials* 617 (2014) 14 – 17.
- [10] D. Keinde, F. Bernard, S. Kamali-Bernard, Effect of the interfacial transition zone and the nature of the matrix-aggregate interface on the overall elastic and inelastic behaviour of concrete under compression: a 3d numerical study, *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 18 (10) (2014) 1167 – 1176. 26
- [11] P. Wriggers, S. Moftah, Mesoscale models for concrete: Homogenisation and damage behaviour, *Finite Elements in Analysis and Design* 42 (7) (2006) 623 – 636.
- [12] H. Zhao, W. Sun, X. Wu, B. Gao, The effect of coarse aggregate gradation on the properties of self-compacting concrete, *Materials & Design* 40 (0) (2012) 109 – 116.
- [13] J. G. Jawahar, C. Sashidhar, I. R. Reddy, J. A. Peter, Effect of coarse aggregate blending on short-term mechanical properties of self compacting concrete, *Materials & Design* 43 (0) (2013) 185 – 194.
- [14] Y. B. Zaitsev, F. Wittmann, Simulation of crack propagation and failure of concrete, *Materiaux et Constructions* 14 (5) (1981) 357 – 365.
- [15] F. Bernard, S. Kamali-Bernard, W. Prince, 3d multi-scale modelling of mechanical behaviour of sound and leached mortar, *Cement and Concrete Research* 38 (4) (2008) 449 – 458.



- [16] I. Comby-Peyrot, F. Bernard, P.-O. Bouchard, F. Bay, E. Garcia-Diaz, Development and validation of a 3d computational tool to describe concrete behaviour at mesoscale.application to the alkali-silica reaction, *Computational Materials Science* 46 (4) (2009) 1163 – 1177.
- [17] Z. Qian, E. Garboczi, G. Ye, E. Schlangen, Anm: a geometrical model for the composite structure of mortar and concrete using real-shape particles, *Materials and Structures* (2014) 1–10.
- [18] A. Ibrahimbegovic, A. Delaplace, Microscale and mesoscale discrete models for dynamic fracture of structures built of brittle material, *Computers & Structures* 81 (12) (2003) 1255 – 1265.
- [19] T. I. Zohdi, P. Wriggers, Aspects of the computational testing of the mechanical properties of microheterogeneous material samples, *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 50 (11) (1981) 2573 – 2599. 27
- [20] R. Barretta, R. Luciano, Exact solutions of isotropic viscoelastic functionally graded kirchhoff plates, *Composite Structures* 118 (2014) 448 – 454.
- [21] A. Apuzzo, R. Barretta, R. Luciano, Some analytical solutions of functionally graded kirchhoff plates, *Composites Part B: Engineering* 68 (2015) 266 – 269.
- [22] R. Barretta, L. Feo, R. Luciano, Some closed-form solutions of functionally graded beams undergoing nonuniform torsion, *Composite Structures* 123 (2015) 132 – 136.
- [23] R. Barretta, L. Feo, R. Luciano, Torsion of functionally graded nonlocal viscoelastic circular nanobeams, *Composites Part B: Engineering* 72 (2015) 217 – 222.
- [24] V. Bui, D. Montgomery, I. Hinczak, K. Turner, Rapid testing method for segregation resistance of self-compacting concrete, *Cement and Concrete Research* 32 (9) (2002) 1489 – 1496.
- [25] M. Sonebi, Segregation of coarse aggregates in self-compacting concrete, in: K. H. Khayat, D. Feys (Eds.), *SCC'2005-China: 1st International Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete*, Vol. 1 of RILEM Bookseries, RILEM Publications SARL, 2005, pp. 301–308.
- [26] P. Ramge, T. Proske, H.-C. Khne, Segregation of coarse aggregates in selfcompacting concrete, in: K. H. Khayat, D. Feys (Eds.), *Design, Production and Placement of Self-Consolidating Concrete*, Vol. 1 of RILEM Bookseries, Springer Netherlands, 2010, pp. 113–125.
- [27] MATLAB, version 7.10.0 (R2010a), The MathWorks Inc., Natick, Massachusetts, 2010.
- [28] C. Geuzaine, J.-F. Remacle, Gmsh: A 3-d finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities, *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 79 (11) (2009) 1309–1331. 28
- [29] P. olofPersson, G. Strang, A simple mesh generator in matlab, *SIAM Review* 46.
- [30] L. M. Kachanov, O vremenirazrusenija v usloviachpolzucesti, *Izv. Akad. Nauk CCCP, Otd. Techn. Nauk* 8 (1958) 26 – 31.
- [31] Y. N. Rabotnov, Creep problems in structural members, *ZAMM - Journal of Applied Mathematics and Mechanics / Zeitschrift fur AngewandteMathematik und Mechanik* 51 (7) (1971) 575–576.
- [32] T. Jankowiak, T. Lodygowski, Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model, *Foundations of Civil and Environmental Engineering* 16 (2005) 53 – 69.

- [33] G. Ye, P. Lura, K. van Breugel, Modelling of water permeability in cementitious materials, *Materials and Structures* 39 (9) (2006) 877–885.
- [34] L. Xia, B. Raghavan, P. Breitkopf, W. Zhang, Numerical material representation using proper orthogonal decomposition and diffuse approximation, *Applied Mathematics and Computation* 224 (0) (2013) 450 – 462.
- [35] F. Bernard, S. Kamali-Bernard, Numerical study of -ITZ} contribution on mechanical behavior and diffusivity of mortars, *Computational Materials Science* 102 (0) (2015) 250 – 257.
- [36] C. C. Yang, R. Huang, W. Yeih, I. C. Sue, Aggregate effect on elastic moduli of cement-based composite materials, *Journal of Marine Science and Technology* 3 (1) (1995) 5 – 10.
- [37] I. Nikbin, M. Beygi, M. Kazemi, J. V. Amiri, E. Rahmani, S. Rabbanifar, M. Eslami, A comprehensive investigation into the effect of aging and coarse aggregate size and volume on mechanical properties of self-compacting concrete, *Materials & Design* 59 (0) (2014) 199 – 210.
- [38] V. Picandet, A. Khelidj, G. Bastian, Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high-performance concrete, *Cement and Concrete Research* 31 (11) (2001) 1525 - 1532.
- [39] G. Pijaudier-Cabot, F. Dufour, M. Choinska, Permeability due to the increase of damage in concrete: From diffuse to localized damage distributions, *Journal of Engineering Mechanics* 135 (9) 1022-1028.
- [40] G. Chatzigeorgiou, V. Picandet, A. Khelidj, G. Pijaudier-Cabot, Coupling between progressive damage and permeability of concrete: analysis with a discrete model, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 29 (10) (2005) 1005-1018.
- [41] J. F. Sima, P. Roca, C. Molins, Cyclic constitutive model for concrete, *Engineering Structures* 30 (3) (2008) 695 - 706.
- [42] F. Bernard, S. Kamali-Bernard, Numerical study of ITZ contribution on mechanical behavior and diffusivity of mortars, *Computational Materials Science* 102 (0) (2015) 250 - 257.
- [43] J. A. Nelder, R. Mead, A simplex method for function minimization, *The Computer Journal* 7 (4) (1965) 308-313. doi:10.1093/comjnl/7.4.308.
- [44] M. Avrami, Kinetics of phase change. i general theory, *Journal of Chemical Physics* 7 (1939) 1103-1112.
- [45] A. N. Kolmogorov, On the statistical theory of metal crystallization, *Izv. Akad. Nauk SSSR, Ser. Math* 1 (1937) 335-360.

# Annexes

## Annexe A : Les Méthodes de formulation des BAP

Réaliser un béton autoplaçant est une opération complexe qui nécessite de trouver une bonne combinaison de matériaux compatibles, et le dosage convenable de chacun de ces constituants afin d'obtenir une formulation répondant aux propriétés des BAP.

Plusieurs méthodes de formulation des BAP ont été élaborées à travers le monde (approche japonaise, approche suédoise, etc.) pour répondre aux exigences d'ouvrabilité de ce type de béton. En France, actuellement il existe trois types d'approches : approche du LCPC, approche de l'INSA de Lyon, approche de Jean-Marie Geoffroy (CETE de Lyon).

### Méthode japonaise

La formulation japonaise a été développée à l'Université de Tokyo par Okamura [1], Ozawa et al [2]. Elle consiste d'abord à fixer le dosage de gravier dans le béton et celui du sable dans le mortier, ensuite à procéder à l'optimisation de la pâte de ciment afin de donner au béton les meilleures performances. Le volume du gravier est fixé à 50% du volume des solides contenus dans le béton ce qui permet d'éviter les risques de blocage. Pour assurer une bonne ouvrabilité, le volume du sable est fixé dans le mortier à 40% du volume total de mortier. Ensuite, le dosage des constituants de la pâte de ciment optimisé afin de satisfaire les critères d'ouvrabilité de l'essai d'étalement au cône et de l'essai d'écoulement à l'entonnoir sur le mortier.

L'approche japonaise n'est pas adaptée à la formulation des bétons avec des agents de viscosité. Pourtant, elle conduit à la formulation de bétons très visqueux. De ce fait, plusieurs modifications et différents développements ont été apportés à cette méthode. En effet, Edamatsu Y et al [3] ont réussi grâce à l'utilisation d'additions minérales (fillers calcaire, cendres volantes, laitiers de hauts fourneaux), à augmenter le dosage de sable dans le mortier et donc à réduire le volume de pâte, et particulièrement du ciment, dans le béton. Pelova et al (1998), ont trouvé qu'il est possible d'augmenter le volume de gravier dans le béton à la hauteur de 60% du volume solide total, et d'obtenir un béton autoplaçant.

### Méthode suédoise (CBI)

Cette méthode développée par CBI (Cement och Betong Institutet) se caractérise par la prise en compte de ferrallages importants. Le principe de cette méthode s'appuie sur des tests effectués par Ozawa et al (1992) sur des mélanges de pâte de ciment et de granulats de différentes tailles, passant à travers différents espacements d'armatures. Pour chaque taille de granulats, il existe une teneur volumique critique de granulats en deçà de laquelle le risque de blocage est nul et au dessus de laquelle le blocage est systématique. Cette teneur volumique critique est fonction de l'espacement entre les armatures (par rapport à la taille des granulats) et de la forme des granulats (roulés ou concassés). Cette méthode suppose que le phénomène de blocage est indépendant de la nature de la pâte, pourvu que celle-ci soit suffisamment fluide. Ainsi, la méthode CBI fournit une relation qui détermine le risque de blocage  $R_b$  :

$$R_b = \sum_i \frac{V_i}{V_{crit,i}} \quad [\text{Eq. A-1}]$$

$V_i$ , est la proportion volumique des granulats de taille  $i$ , par rapport au volume total du béton.  $V_{crit,i}$  est la teneur volumique critique de cette fraction granulaire de taille  $i$ .

Le coefficient du risque de blocage doit être inférieur ou égal à 1 pour obtenir un béton satisfaisant. En utilisant cette approche, la relation est réécrite comme :

$$R_b = (1 - V_p) \cdot \sum_i \frac{V_i}{V_{crit,i}} \quad [\text{Eq. A-2}]$$

Avec  $y_i$ , la proportion volumique de granulats de taille  $i$  rapportée au volume total des granulats et  $V_p$  le volume de la pâte dans un volume unité de béton. A partir de cette relation, on peut déduire, pour chaque rapport gravier sur sable (G/S), le volume minimal de pâte pour éviter le risque de blocage, en écrivant  $R_b = 1$ .

Le rapport E/C de la pâte et le type du ciment sont choisis en fonction de la gamme de résistance visée. Le dosage du superplastifiant est optimisé pour un écoulement autoplçant caractérisé essentiellement par le cône d'Abrams et la boîte en L. Les principales modifications et extensions de la méthode CBI sont apportées par Bui et al [4] qui a proposé un critère supplémentaire pour obtenir un béton autoplçant. Il s'agit d'ajouter un volume de pâte pour assurer un espacement minimal suffisant entre les granulats afin de réduire les frictions et les frottements entre les granulats. Sa méthode consiste à calculer l'épaisseur moyenne de pâte autour des granulats du béton autoplçant, grâce à une base de données importante de formulations de bétons. L'espacement moyen entre les particules varie selon les auteurs entre 0,3 et 1mm.

### Méthode de Jean-Marie Geoffray

Il existe quelques principes de formulation de bétons autoplçants établis par Jean-Marie Geoffray. Le fascicule de Jean Marie Geoffray «une manière de formuler le béton auto-plaçant» du Centre d'Etudes Techniques de l'Équipement (CETE) de Lyon donne plus de détails sur la méthode.

### Méthode de l'INSA de Lyon

D'autres méthodes de formulation existent, celles de Jean Ambroise et Pera. Ils distinguent deux types de bétons : les BAN et les BAP:

Obtention d'un BAN : ce sont des bétons très fluides. Pour maintenir le squelette en suspension, il faut soit augmenter le dosage en fines (ce qui présente tout de même du ressuage), soit ajouter un agent de rhéologie (ou agent viscosant). La quantité d'eau est entre 200 et 210L. La résistance mécanique d'un BAN ne peut excéder 40MPa puisque la quantité d'eau est très élevée. Obtention d'un BAP : ce sont des bétons qui sont plus visqueux. Les quantités de constituants pour obtenir une résistance mécanique de 40MPa sont les suivantes :

Tableau A-1: Formulation type selon l'approche de l'INSA de Lyon, pour un BAP de résistance en compression égale à 40MPa et incluant un agent viscosant.

Sable 0/5	1000kg
Gravier 5/15	800kg
Superplastifiant	à régler
Agent viscosant	2,5kg
Eau	180L
Fines (ciment + fillers)	400kg jusqu'à 430kg

Pour obtenir de plus grandes résistances tels que 60MPa, il faut augmenter la quantité de fines, avoir un rapport G/S entre 0,8 et 0,9 et ajouter un peu d'agent de rhéologie dans la plupart des cas pour améliorer la robustesse.

La composition devient alors pour  $R_c=60\text{MPa}$  :

*Tableau A-2: Caractéristiques nécessaires à l'obtention d'un BAP de résistance en compression de 60MPa.*

G/S	0,8 – 0,9
Agent viscosant	500g
Eau	180L
Fines (ciment + fillers)	450kg

Dans leur approche, la correction du ressuage et l'amélioration de la robustesse de la formulation face aux conditions de fabrication sur chantier ne peuvent se faire par ajout de fines uniquement mais par ajout d'un agent de rhéologie.

## Annexe B : Rhéologie

Rhéologie, définie comme la science de la déformation et de l'écoulement, a été un domaine de recherche important de béton depuis les années 1970. Le béton frais peut être décrit comme une suspension de particules. Les propriétés rhéologiques du béton frais sont assez complexes et peuvent dépendre du temps en raison de l'hydratation du ciment. Dans cette approche, le béton frais peut être considéré comme des agrégats grossiers suspendu dans une phase liquide en mortier, ou des particules de sable dans une pâte liquide. Ainsi, l'évaluation de la pâte et du mortier donnerait des informations utiles à l'optimisation des proportions de mélange de béton autoplaçant.

Tattersall [5] a proposé les propriétés d'écoulement de béton qu'est représenté par le modèle de Bingham. Les deux paramètres caractéristiques de Bingham sont la limite d'élasticité et la viscosité plastique comme le montrés dans la Figure B-1. Ce sont des constantes mathématiques déterminées à partir des expériences en utilisant un viscosimètre plutôt que des propriétés physiques du béton.

Selon ce modèle de Bingham (Figure B-1), le béton frais doit dominer une contrainte limite (limite d'élasticité,  $\tau_0$ ) avant qu'il puisse s'écouler. Une fois que le béton commence à couler, la contrainte de cisaillement augmente linéairement avec l'augmentation des taux de déformation tel que défini par la viscosité plastique,  $\mu$ . Donc, l'objectif de propriété rhéologique de SCC est de réduire la limite d'élasticité de plus bas possible afin qu'il se comporte comme un fluide Newtonien avec zéro limite d'élasticité. L'autre objectif est la viscosité «adéquat» pour contenir tous les constituants de manière uniforme.

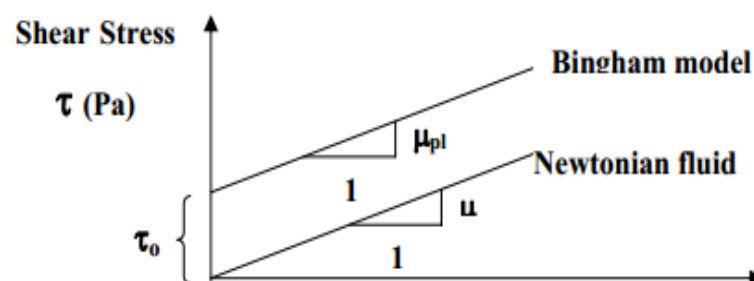


Figure B-1: Modèle de Rhéologie de Bingham.

L'utilisation des paramètres de Bingham est utile pour décrire le comportement du béton frais et pour comprendre l'influence des différents constituants du mélange. Cependant, il n'existe pas de consensus, au moins à cette étape, sur leurs valeurs limites appropriées pour le BAP.

### Modèles rhéologiques appliqués aux mortiers et aux bétons

Partant du principe que les pâtes de ciment sont des fluides non-Newtoniens, leur comportement varie significativement en fonction de la concentration et la dispersion des grains dans l'eau allant du pseudo plastique, plastique (Bingham) à dilatant. Le comportement rhéologique des mortiers et des bétons est souvent assimilé à celui d'un fluide de Bingham ou de Hershell-Bulkley. Ces modèles permettent d'identifier deux paramètres rhéologiques : le seuil de mise en écoulement  $\tau_0$  et la

viscosité  $\mu$ . De nombreux chercheurs ont essayé de lier la structure des suspensions et leurs propriétés pour maîtriser leur comportement rhéologique. Pourtant, les modèles qu'ils ont proposés ne sont pas convaincants. C'est pourquoi, plusieurs auteurs ont essayé de retrouver le modèle mathématique qui décrit adéquatement le comportement rhéologique des coulis de ciment. Les lois de comportement ont été proposées par des auteurs différents dont quelques-unes sont énumérées ci-dessous [6] :

Tableau B-1: Modèles rhéologiques.

Modèle de Bingham	$\tau = \tau_0 + \eta_p \dot{\gamma}$
Modèle d'Eyring	$\tau = a \sinh^{-1}(b \dot{\gamma})$
Modèle de Casson	$\tau = \tau_0 + \eta_\infty + 2(\tau_0 \eta_\infty)^{1/2} \dot{\gamma}^{1/2}$
Modèle de Hersche-Bulkey	$\tau = \tau_0 + k \dot{\gamma}^n \quad n < 1$
Modèle de Von –Berg	$\tau = \tau_0 + b \sinh^{-1}(\dot{\gamma}/c)$
Modèle de Sisko	$\tau = a \dot{\gamma} + b \dot{\gamma}^c \quad c < 1$
Modèle de Robertson-Stiff	$\tau = A(\dot{\gamma} + B)^c$
Modèle d'Atzeni et al.	$\tau = \tau_0 + \eta_0 \dot{\gamma} + b \sinh^{-1}(\dot{\gamma}/c)$

D'un point de vue physique,  $\tau_0$  est contrôlé par le nombre et la nature des contacts entre les grains et donc par la compacité du squelette lors que  $n$  est relié à la circulation de la phase liquide dans les propriétés inter-grains.

Tableau 2-2: Paramètres rhéologiques de la pâte de ciment, du mortier et du béton.

Matériaux	Pâte de ciment, coulis	Mortier	Béton fluide	Béton auto plaçant	Béton ordinaire
Seuil de cisaillement (N/m <sup>2</sup> )	10 -100	80-400	400	50-200	500-2000
Viscosité plastique (Ns/m <sup>2</sup> )	0.01-1	1-3	20	20-100	50-100
Rupture structurelle	Significative	Négligeable	aucune	Aucune	aucune

Ainsi  $\tau_0$  représente la contribution de la phase solide et  $n$  celle de la phase liquide. Au-delà du seuil d'écoulement,  $\tau_0$ , la contrainte appliquée est suffisante pour vaincre les frottements internes des grains solides et pour entraîner l'écoulement qui se traduit par des mouvements relatifs des grains solides et par circulation de la phase liquide dans la porosité inter-grains. Le Tableau B-2 résume les plages de valeurs de ces caractéristiques rhéologies pour les matériaux cimentaires.

## Annexe C : modèles de retraits

### Le modèle GL2000

Le modèle GL 2000 (Gardner et Lockman, 2000) est une adaptation du modèle GZ proposé par Gardner et Zhao (1993). Ce modèle tient compte de la résistance moyenne à la compression, de l'humidité relative, du rapport de volume sur surface, et du type de ciment. Pour 100% d'humidité relative, ce modèle ne donne pas de variation de volume. Ce modèle n'est pas très commun en raison de ses calculs compliqués et sa faible précision comparé aux autres modèles.

Selon Gardner et Lockman (2001), la valeur moyenne de retrait dans le béton est donné par:

$$\varepsilon_s(t) = \varepsilon_{shu} \cdot \beta_h \cdot \beta(t) \quad [\text{Eq. C-1}]$$

$$\beta(t) = \left( \frac{t-t_c}{t-t_c+0.12\left(\frac{V}{S}\right)^2} \right)^{1/2} \quad [\text{Eq. C-2}]$$

$$\beta(h) = [1 - 1.18h^4] \quad [\text{Eq. C-3}]$$

$$\varepsilon_{shu} = \frac{1000}{10^6} \cdot k \cdot \left[ \frac{30}{f_{cm28}} \right]^{1/2} \quad [\text{Eq. C-4}]$$

k =1 pour le CEM I, 0.75 pour le CEM II et 1.15 pour le CEM III.

En substituant les équations C-4 à C-1, l'expression suivante est obtenue:

$$\varepsilon_s(t) = \frac{1000}{10^6} \cdot K \cdot \left[ \frac{30}{f_{cm28}} \right]^{1/2} \cdot [1-1.18h^4] \cdot \beta(t) \cdot \left( \frac{t-t_c}{t-t_c+0.12\left(\frac{V}{S}\right)^2} \right)^{1/2} \quad [\text{Eq. C-5}]$$

où  $\varepsilon_s(t)$  est la déformation de retrait (m/m),  $\varepsilon_{shu}$  la déformation de retrait ultime (m/m),  $t$  le temps à laquelle la déformation est calculée (jours),  $t_c$  le moment où le séchage commence (jours),  $h$  l'humidité relative en décimal,  $\beta(t)$  le facteur de correction du temps,  $\beta(h)$  le facteur de correction de l'humidité,  $K$  le facteur de type de ciment,  $V/S$  le rapport du volume sur la surface (mm), et  $f_{cm28}$  la résistance à la compression à 28 jours (MPa).

### Le modèle CEB-FIP 1990

Ce modèle a été développé par le Comité Euro-International du Béton et la Fédération Internationale pour la précontrainte. Il s'agit d'une amélioration des modèles CEB-FIP 1970 et CEB-FIP 1978. Il tient compte de l'humidité relative, de la dimension théorique, de la résistance à la compression du béton, et du type de ciment. Le modèle est limité à des mélanges de béton ayant une résistance à la compression variant de 12 MPa à 80 MPa, avec une humidité relative de 40% à 100% et une température moyenne de 5°C à 30°C. Pour une humidité relative inférieure à 99%, le système subit un retrait, pour des valeurs égales ou supérieures à 99%, l'échantillon subit un gonflement. L'équation de prédiction de la déformation de retrait dans la section transversale du béton est donnée par les équations suivantes :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cs0} \beta_s \quad [\text{Eq. C-6}]$$

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s \beta_{RH} \quad [\text{Eq. C-7}]$$

$$\beta_s = \sqrt{\frac{t-t_s}{350\left(\frac{h}{100}\right)^2 + (t-t_s)}} \quad [\text{Eq. C-8}]$$



$$\beta_{RH} = 1.55(1 - (\frac{RH}{100})^3) \text{ pour } 40\% \leq RH \leq 99\% \text{ et } 0.5 \text{ pour } RH \geq 99\% \text{ [Eq. 1-37]}$$

$$\varepsilon_s = \left[ 160 + 10\beta_{sc} \left( 9 - \frac{f_{cm}}{10} \right) \right] \cdot 10^{-6} \quad \text{[Eq. C-9]}$$

$\beta_{sc} = 8$  pour un durcissement rapide et haute résistance, 5 pour un durcissement rapide et normal et 4 pour un durcissement lent

En substituant les équations de C-9 à C-6, l'expression suivante est obtenue pour les valeurs d'humidité relative supérieure à 40% et inférieure à 99%:

$$\varepsilon_{CS} = \left[ 160 + 10\beta_{sc} \left( 9 - \frac{f_{cm}}{10} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot 1.55(1 - (\frac{RH}{100})^3) \sqrt{\frac{t-t_s}{350(\frac{h}{100})^2 + (t-t_s)}} \quad \text{[Eq. C-10]}$$

où  $\varepsilon_{CS}(t)$  est la déformation de retrait (m/m),  $\varepsilon_{CS0}$  la déformation de retrait de base (m/m),  $\beta_s$  facteur de correction du temps,  $\beta_{RH}$  le facteur de correction de l'humidité relative,  $h$  la dimension théorique égale à  $2 \cdot V/S$  (mm),  $t$  l'âge du béton (jours),  $t_s$  l'âge auquel le séchage commence (jours),  $RH$  l'humidité relative en pourcent,  $f_{cm}$  la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours (MPa), et  $\beta_{sc}$  le facteur de correction du type de ciment.

### Le modèle EHE

Le modèle EHE a été développé et adopté dans le Code espagnol pour les structures en béton (Gomez et Landsberger, 2007). Il est basé sur le modèle de CEB-FIP 1990, à l'exception du coefficient qui représente le facteur de ciment,  $\beta_{sc}$ . EHE ne contient pas  $\beta_{sc}$ . Il caractérise le béton à travers sa résistance à la compression, et tous les autres paramètres sont identiques à ceux présents dans le modèle CEB-FIP 1990. Ce modèle est exprimé par les équations suivantes [7] :

$$\varepsilon_{CS} = \varepsilon_{CS0} \beta_s \quad \text{[Eq. C-11]}$$

$$\varepsilon_{CS0} = \varepsilon_s \beta_{RH} \quad \text{[Eq. C-12]}$$

$$\beta_s = \sqrt{\frac{t-t_0}{350(\frac{h}{100})^2 + (t-t_s)}} \quad \text{[Eq. C-13]}$$

$$\beta_{RH} = [1.55(1 - (\frac{RH}{100})^3) \text{ pour } 40\% \leq RH \leq 99\% \text{ et } 0.5 \text{ pour } RH \geq 99\%$$

$$\varepsilon_s = [570 - 5f_{ck}] \cdot 10^{-6} \quad \text{[Eq. C-14]}$$

En substituant les équations de C-14 à C-11, l'expression suivante est obtenue pour les valeurs d'humidité relative supérieure à 40% et inférieure à 99%:

$$\varepsilon_{CS} = [570 - 5f_{ck}] \cdot 10^{-6} \cdot 1.55 \quad \text{[Eq. C-15]}$$

$$\varepsilon_{CS} = [570 - 5f_{ck}] \cdot 10^{-6} \cdot 1.55 (1 - (\frac{RH}{100})^3) \sqrt{\frac{t-t_s}{350(\frac{h}{100})^2 + (t-t_s)}} \quad \text{[Eq. C-16]}$$

### Modèle d'Aslani et al pour le BAP

Pour le BAP à résistance normale dans les conditions suivantes :  $45\% \leq RH \leq 80\%$ ,  $130 \text{ kg/m}^3 \leq w \leq 230 \text{ kg/m}^3$ ,  $100 \text{ mm} \leq v/s \leq 300 \text{ mm}$ ,  $40\% \leq e/c \leq 65\%$ ,  $f'_c(28) \leq 55 \text{ MPa}$ ,  $260 \text{ kg/m}^3 \leq c \leq 500 \text{ kg/m}^3$ , le modèle de Aslani et al s'écrit :

$$\varepsilon'_{cs}(t, t_0) = \varepsilon'_{sh} \left\{ 1 - \exp \left[ -0.1(t - t_0)^{(-2.4(\frac{e}{p}) + 2.3)} \right] \right\} \quad [\text{Eq. C-17}]$$

Pour  $c/p < 0.65$

$$\varepsilon'_{sh} = \left\{ -50 + 78 \left[ 1 - \exp \left( \frac{RH}{100} \right) \right] + 38.3 \ln w - 0.92 \ln \left( \frac{e}{c} \right) - 5 \left[ \ln \frac{v/s}{10} \right]^2 \right\} \times 10^{-5}; \quad [\text{Eq. C-18}]$$

Pour  $c/p \geq 0.65$

$$\varepsilon'_{sh} = \left\{ -50 + 78 \left[ 1 - \exp \left( \frac{RH}{100} \right) \right] + 37.5 \ln w - 0.92 \ln \left( \frac{e}{c} \right) - 5 \left[ \ln \frac{v/s}{10} \right]^2 \right\} \times 10^{-5}; \quad [\text{Eq. C-19}]$$

Où  $\varepsilon'_{cs}(t, t_0)$  est la déformation de retrait du béton à partir de l'âge de  $t_0$  à  $t$ ,  $\varepsilon'_{sh}$  est la valeur finale de la déformation de retrait,  $t$  est la température réglée avec l'âge du béton, et  $t_0$  est l'âge du béton à partir de séchage. Pour les BAP de haute résistance avec la gamme d'application,  $45\% \leq RH \leq 90\%$ ,  $130 \text{ kg/m}^3 \leq w \leq 230 \text{ kg/m}^3$ ,  $100 \text{ mm} \leq v/s \leq 300 \text{ mm}$ ,  $40\% \leq e/c \leq 65\%$ ,  $f'_c(28 \leq 80 \text{ MPa})$ ,

$$\varepsilon'_{cs}(t, t_0) = \varepsilon'_{ds}(t, t_0) + \varepsilon'_{as}(t, t_0), \quad [\text{Eq. C-20}]$$

$$\varepsilon'_{ds}(t, t_0) = \frac{\varepsilon'_{ds\infty}(t-t_0)}{\beta + (t-t_0)} \quad [\text{Eq. C-21}]$$

$$\varepsilon'_{ds\infty} = \frac{\varepsilon'_{ds\rho}}{\eta t_0} \times 10^{-6} \quad [\text{Eq. C-22}]$$

Où,

$$\varepsilon'_{as}(t, t_0) = \varepsilon'_{as}(t) - \varepsilon'_{as}(t_0), \quad [\text{Eq. C-23}]$$

$$\varepsilon'_{as}(t) = \gamma \varepsilon'_{as\infty} \{1 - \exp[-\alpha(t - t_0)^b]\} \times 10^{-6}, \quad [\text{Eq. C-24}]$$

$$\varepsilon'_{as\infty} = 3070 \exp \left[ -7.2 \left( \frac{e}{c} \right) \right], \quad [\text{Eq. C-25}]$$

Où  $\varepsilon'_{ds}(t, t_0)$  est la déformation du retrait de séchage du béton de l'âge  $t_0$  à  $t$ ,  $\varepsilon'_{as}(t, t_0)$  est la déformation de retrait endogène du béton à partir de l'âge  $t_0$  à  $t$ ,  $\varepsilon'_{ds\infty}(t, t_0)$  est la valeur finale de la déformation du retrait de séchage, et  $\beta$  représente la dépendance de temps de retrait de séchage,

$$\beta = \frac{4e\sqrt{v/s}}{100 + 0.7t_0} \quad [\text{Eq. C-26}]$$

C-26]

Avec le rapport  $e/c$  donnée au Tableau C-1:

Tableau C-1: Variations des constantes  $a$  et  $b$  avec le rapport  $e/c$ .

$e/c$	$a$	$b$
<b>0,2</b>	1,2	0,4
<b>0,23</b>	1,5	0,4
<b>0,3</b>	0,6	0,5
<b>0,4</b>	0,1	0,7
<b>&gt; 50</b>	0,03	0,8

Où  $\varepsilon'_{ds\rho}$  est la valeur finale de la déformation du retrait de séchage,  $\varepsilon'_{as\infty}$  est la valeur finale de la déformation de retrait endogène,  $\alpha$  est le coefficient représentant l'influence du type de ciment,  $\alpha = 11$  pour le ciment de chaleur normale et faible, et  $\alpha = 15$  pour le ciment avec une résistance plus élevée au jeune âge.

Pour  $c/p < 0.65$

$$\varepsilon'_{ds\rho} = \left\{ \frac{\alpha \left(1 - \frac{RH}{100}\right) w}{1 + 110 \exp\left[-\frac{400}{f'_c(28)}\right]} \right\} \times \left[ 0.015 + 1.35 \left(\frac{c}{p}\right) \right]^{-1}; \quad [\text{Eq. C-27}]$$

$$\varepsilon'_{ds\rho} = \left\{ \frac{\alpha \left(1 - \frac{RH}{100}\right) w}{1 + 110 \exp\left[-\frac{410}{f'_c(28)}\right]} \right\} \times \left[ 0.015 + 1.05 \left(\frac{c}{p}\right) \right]^{-1} \quad [\text{Eq. C-28}]$$

## Annexe D : Quelques tests de retrait empêché à l'anneau utilisés dans la littérature

Les premiers tests de l'anneau ont été réalisés par Carlson et al entre 1939 et 1942 pour l'étude de la fissuration du béton due à la dessiccation. Le béton a été coulé autour d'un anneau en acier d'une épaisseur de 50 mm et un diamètre intérieur de 125 mm. La section de béton était de 25\*38 mm. Les échantillons étaient exposés au séchage sur le périmètre extérieur de l'anneau. L'humidité relative est de 25, 50 ou 75%. L'âge d'apparition de la fissure est déterminé par observation visuelle périodique.

Grzybowski et al. [8] ont utilisé le test de l'anneau pour étudier la fissuration de béton fibré. Dans leur étude, ils utilisent un anneau en acier d'un diamètre intérieur de 254 mm et un diamètre extérieur de 305 mm. L'échantillon avait une section de 35\*140 mm. Comme les travaux de Carlson et al, les surfaces supérieure et inférieure des anneaux de béton sont protégées de la dessiccation par une couche de silicone. Seule la surface circonférentielle est soumise à un séchage. Les échantillons sont maintenus à une humidité de 100% à 20 °C pendant les premières 24 heures après le coulage. Ensuite, les anneaux sont toujours maintenus à 20 °C mais à 40% d'humidité relative. Des jauges de contrainte ont été placées à mi-hauteur sur le périmètre extérieur de l'anneau en béton qui permet d'enregistrer la déformation du béton. Les auteurs ont également mesuré la largeur de la fissure à l'aide d'un microscope. Ils montrent que l'utilisation des fibres de polypropylène ont réduit la largeur de la fissure. En parallèle, les auteurs mesurent le retrait totale en condition libre pour les échantillons de 225\*75\*25 mm gardés dans les mêmes conditions.

Weiss [9], et Weiss et al. [10] ont étudié le risque de fissuration du béton avec un test de l'anneau de rayon de 150 mm et de hauteur de 30 mm. Ils ont étudié les trois types échantillon coulé autour de cet anneau à l'épaisseur de 30, 75 et 150 mm. Les surfaces supérieure et inférieure sont soumises à un séchage. La présence d'une fissure est visuellement enregistrée toutes les 12 heures. Dans ce travail, les auteurs ont montré que lorsque la section de matériau augmente, l'âge de la fissure a été retardé: en considérant du même matériau, d'une épaisseur de 25 mm, l'âge de la première fissuration est égal environ 8 jours et pour une épaisseur de 150 mm, les auteurs n'ont pas identifié les fissures avant 70 jours de cure.

Hossain et al. [11] ont travaillé sur l'influence de la dimension des anneaux sur le développement de déformation et l'âge de la fissure. L'influence de l'épaisseur de l'anneau central est très importante pour l'apparition de la fissure. Si l'épaisseur de l'anneau centrale est plus importante, la fissure apparaît plus tôt. Ce phénomène est lié au degré de l'empêchement d'anneaux.

## Annexe E

La solution de Mori-Tanaka pour le tenseur de rigidité du matériau à l'échelle meso peut être écrite comme suit:

$$\bar{D}_c = D_m [1 + (fL)^{-1} f(S - I)L]^{-1} \quad [\text{Eq. E-1}]$$

Où  $\bar{D}_c$  est le tenseur de rigidité du matériau homogénéisé,  $\bar{D}_m$  est le tenseur de la matrice (mortier),  $f$  est la fraction volumique,  $S$  est le tenseur Eshelby qui dépend de la forme des granulats. Le tenseur de localisation  $L$  est donné par la relation suivante:

$$L = -[(D_a - D_m)S + D_m]^{-1}(D_a - D_m) \quad [\text{Eq. E-2}]$$

Où  $\bar{D}_a$  est le tenseur de rigidité des éléments granulaires.

Le tenseur de rigidité  $\bar{D}_m$  de la matrice est donné, avec les paramètres de Lamé, comme suit:

$$D_m = \begin{bmatrix} \lambda_m + 2\mu_m & \lambda_m & 0 \\ \lambda_m & \lambda_m + 2\mu_m & 0 \\ 0 & 0 & \mu_m \end{bmatrix}$$

Dans le cas de granulat sphériques, le tenseur Eshelby peut être donné par l'équation suivante:

$$S = \begin{bmatrix} \frac{7-5\nu}{15(1-\nu)} & \frac{5\nu-1}{15(1-\nu)} & 0 \\ \frac{5\nu-1}{15(1-\nu)} & \frac{7-5\nu}{15(1-\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{4-5\nu}{15(1-\nu)} \end{bmatrix}$$

## Annexe F : Production Scientifique

### Articles dans les revues avec un comité de lecture (ACL)

1. Davood Niknezhad, Balaji Raghavan, Fabrice Bernard, Siham Kamali-Bernard, "Towards a realistic morphological model for the meso-scale mechanical and transport behavior of cementitious composites", *Composites Part B: Engineering*, Vol. 81, pp. 72-83, doi: 10.1016/j.compositesb.2015.06.024
2. Davood Niknezhad, Siham-Kamali Bernard, "Shrinkage of SCCs containing various supplementary cementitious materials from fresh to well-hardened state", submitted to *Construction & Building Materials*, 2015.
3. Balaji Raghavan, Davood Niknezhad, Fabrice Bernard, Siham Kamali-Bernard, "Combined meso-scale modeling and experimental investigation of the effect of mechanical damage on the transport properties of cementitious composites", submitted to *Materials & Design*, 2015.

### Congrès Nationaux avec actes (ACTN)

1. Davood Niknezhad, Balaji Raghavan, Fabrice Bernard, Siham Kamali-Bernard, "The influence of aggregate shape, volume fraction and segregation on the performance of Self-Compacting Concrete: 3D modeling and simulations", 33ème Rencontres Universitaires de Génie Civil, Bayonne, Mai 2015.
2. Davood Niknezhad, Siham-Kamali Bernard, "Etude du retrait et des propriétés de transport d'Eco-BAP à base d'additions minérales", 33ème Rencontres Universitaires de Génie Civil, Bayonne, Mai 2015.

### Congrès Internationaux avec actes (ACTI)

1. Davood Niknezhad, Siham Kamali-Bernard, Christian Garand, "Influence of mineral admixtures (Metakaolin, slag, fly ash) on plastic, free and restrained shrinkage of SCCs", *CONCREEP 10: Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage, and Durability of Concrete and Concrete Structures*, Vienna, Austria, Septembre 2015.

## Références bibliographiques

- [1].Okamura,H.,Ozawa K. Mix design for self compacting concrete. Concrete library of JSCE, N° 25, pp 107-120, 1995.
- [2].Ozawa,K. , Sakata,N. , Okamura,H. Evaluation of self compactibility of fresh concrete using the Funnel test. Concrete Journal of JSCE, n°25, juin 1995
- [3].Edamatsu, Y., Nishida, N. and Ouchi, M. A rational mix-design method for self compacting concrete considering interaction between coarse aggregate and mortar particles, the proceedings of the RILEM symposium on self compacting concrete, Stockholm, Sweden, pp.37-46, 1996 (in Japanese).
- [4].Bui, V.K., Akkaya, Y., and Shah S.P (2002) "Rheological Model for Selfconsolidating Concrete," ACI Materials Journal, 99(6) 549-559.
- [5].Tattersall G. H. and Banfill P. F. G. (1983), "Rheology of Fresh Concrete", Pitman and advance publishing program, Boston.
- [6].A. PAPO, Rheological models for cement paste, Materials and Structures, 21, 1, 41- 46, (1988).
- [7].Omar W., Makhtar A.M., Lai T.P., Omar R., and Kwong N.M., *Creep, Shrinkage and Elastic Modulus of Malaysian Concrete*, Final Report-Project, No: LIPMICREAMiUPP 02-02-06-09-23, 2008.
- [8].Grzybowski M., Shah S. P. 1990. Shrinkage cracking of fiber reinforced concrete. ACI Mater J, (87) : 138-148.
- [9].Weiss W.J. (1999). Prediction of early-age shrinkage cracking of concrete", PhD Thesis, Northwestern University, Illinois
- [10].Weiss W.J., Yang W., Shah S.P. (2000). Influence of specimen Size/Geometry on Shrinkage cracking of Rings" Journal of Engineering Mechanics, Vol. 126, n°1, pp.93-101.
- [11].Hossain A.B., Weiss J., (2006). The role of specimen geometry and boundary conditions on stress development and cracking in the restrained ring test" Cement and Concrete Research, Vol.36, pp.189-199.

## AVIS DU JURY SUR LA REPRODUCTION DE LA THESE SOUTENUE

**Titre de la thèse:**

Contribution à l'étude du comportement mécanique, du retrait et des propriétés de transport des bétons autoplacants avec additions minérales : approche expérimentale et numérique

**Nom Prénom de l'auteur : NIK NEZHAD DAVOOD**

**Membres du jury :**

- Monsieur CHAUSSADENT Thierry
- Monsieur RAGHAVAN Balaji
- Monsieur LOUKILI Ahmed
- Monsieur BENBOUDJEMA Farid
- Monsieur BERNARD Fabrice
- Madame KAMALI-BERNARD Siham

Président du jury : *T. Chausadent*

Date de la soutenance : 11 Décembre 2015

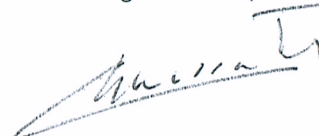
Reproduction de la these soutenue

Thèse pouvant être reproduite en l'état

~~Thèse pouvant être reproduite après corrections suggérées~~

Fait à Rennes, le 11 Décembre 2015

Signature du président de jury



Le Directeur,

M'hamed DRISSI





## Résumé

Les bétons autoplaçants (BAP), développés depuis plusieurs années, sont encore à l'heure actuelle qualifiés de « nouveaux bétons » car leur utilisation reste modeste bien qu'ils possèdent un fort potentiel de développement. Ce frein peut être expliqué par leur coût plus élevé, leur sensibilité à la ségrégation et à la fissuration due à leur fort retrait ainsi que par le manque de connaissances sur leur durabilité. Les BAP se distinguent des bétons ordinaires principalement par un dosage en éléments fins plus important. Ainsi, l'utilisation de fines additions minérales plus économiques et/ou plus écologiques dans ces bétons paraît judicieuse sous certaines conditions. La présente thèse s'inscrit dans ce contexte et a pour objectifs de contribuer au développement de BAP plus écologiques et à l'étude de leur durabilité. Notre choix s'est porté sur deux ciments industriels à forte teneur en additions, le ciment CEM III à base de laitier de haut fourneau et le ciment CEM V à base de cendres volantes et de laitier de haut fourneau ainsi que sur deux additions minérales encore peu étudiées dans la littérature : le métakaolin et un sédiment de dragage calciné. Différentes formulations dérivées d'une formulation de BAP de parement de référence à base de CEM I ont été mises au point. Les résultats des essais mécaniques et physicochimiques menés sur les différentes formulations montrent un effet plus ou moins important des additions sur le comportement mécanique au jeune âge et un effet positif certain à plus long terme.

Les résultats des mesures de retrait endogène et de dessiccation de l'état frais (plastique) à l'état durci bien hydraté montrent que certaines additions augmentent le retrait de dessiccation des BAP (laitier et sédiment calciné) alors que d'autres le réduisent considérablement (le métakaolin). L'effet indéniable des additions sur l'amélioration de certains indicateurs de durabilité (diffusion des chlorures et perméabilité au gaz) et sur l'augmentation de leur sensibilité à la carbonatation a été quantifié. L'influence assez complexe des différentes additions est étudiée à la lumière des analyses physico-chimiques et microscopique.

Enfin, une modélisation mésoscopique est développée et appliquée aux BAP en vue d'une étude paramétrique. L'effet de la forme des granulats et de leur concentration sur le comportement global en compression et traction d'éprouvette de BAP ainsi que l'effet de l'endommagement mécanique sur l'évolution de la perméabilité sont étudiés.

## Abstract

Self-compacting concretes (SCC), developed several years ago, are still considered as "novel concrete" as their use remains modest although they have a strong development potential. This is mainly due to their higher cost, their sensitivity to segregation and cracking due to their high shrinkage and also due to the lack of information about their durability. SCCs are distinguished from ordinary concrete mainly by their high content of paste. The use of supplementary cementitious materials (SCM), grow increasingly for economic and environmental reasons. This thesis falls within this context and aims to contribute to the development of greener SCCs and to the study of their durability. Two

industrial blended cements containing high amounts of SCM, slag cement CEM III and CEM V cement containing slag and fly ash as well as two mineral additions still little studied in the literature: metakaolin and calcined dredged sediment are used. Various SCC mixtures derived from a reference SCC based on CEM I cement were developed.

The results of the mechanical, physical and chemical testing on the different formulations show a greater or lesser effect of SCM on the mechanical behavior at early age and some positive effect over the long term. The results of measurements of the autogenous and drying shrinkage from fresh state (plastic) to well hydrated state show that some SCMs increase the drying shrinkage of SCCs (slag and calcined sediment) while others significantly reduce its amplitude (metakaolin). The undeniable effect of SCMs on improving some durability indicators (chloride diffusion and gas permeability) and on increasing the sensitivity to carbonation was quantified. The rather complex influence of the different SCMs is studied in the light of physicochemical and microscopic analyzes.

Finally, mesoscopic modeling is developed and applied to SCCs for a parametric investigation. The effect of the shape of aggregates and their concentration on the overall behavior in compression and tensile SCC specimen as well as the effect of the mechanical damage on the evolution of permeability are studied.